Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

REGIONE CAMPANIA

PIANO OPERATIVO INFRASTRUTTURE FSC 2014-2020
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N.54/2016

Accordo Quadro triennale per l'Affidamento di Servizi di Ingegneria ed Architettura:

Progetto di fattibilità tecnica ed economica e/o progettaz. Definitiva e/o esecutiva e/o attività di supporto per l'esecuzione nella Regione Campania di interventi sui sistemi di mobilità ex Delib. G.R. 104/2018 -109/2018 e ss.mm.ii

Lotto n. 2 - CUP B49J18002160001 - CIG 7518817412

CONTRATTO ATTUATIVO: COMUNE DI AVELLINO
TITOLO INTERVENTO: Rigenerazione urbana di via Francesco Tedesco - Borgo Ferrovia Porta EST per le Universiadi
CUP G37H18000460006
Responsabile del procedimento: Arch. Giuseppina Cerchia

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE A CURA DEL RTI:

MANDATARIA:

ING. D. BONADIES
Via Strada del colle, 1A
06132 Perugia (PG)
P.Iva 02776790541

MANDANTI:

ING. N. SARACA
Via A. Gramsci,34
00197 Roma (RM)
P.Iva 00987261005

ING. D. ROMANO
Via Masone, 5
24121 Bergamo (BG)
P.Iva 02141540167

Responsabile delle integrazioni fra le diverse prestazioni specialistiche: **ING. D. BONADIES**

Elaborato:		data:
R.10	**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**	**LUGLIO 2020**
		scala: **N.A.**

Codice Commessa:

REV.	data	verificato	approvato

R.U.P. *Arch. Paolo Freschi*

Direttore dell'esecuzione del contratto: *Ing. Umberto Pisapia*

IL PRESENTE DOCUMENTO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

Sommario

1. PREMESSA 2

2. Quadro legislativo di riferimento 2

2.1 Normativa Nazionale 2

2.2 Normativa Regionale 3

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 4

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 6

5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO 7

7. SISMICITA' DELL'AREA 10

7.1 Categorie del sjuolo di fondazione 12

7.2 Parametri sismici 14

8. STRATIGRAFIA E PARAMETRIZZAZIONE DEI LITOTIPI 20

ALLEGATI

Figura 1 - Stralcio Carta Tecnica Regionale

Figura 2 – Carta Geologica

Figura 3 – Carta Idrogeologica

Figura 4 – Carta della pericolosità da frana

Figura 5 – Carta del rischio frana

Figura 6 – Carta della pericolosità alluvione

Figura 7 – Carta delle pendenze

Figura 8 – Carta della microzonazione

Figura 9 – Carta dell'ubicazione delle indagini

Figura 10 – Sezione geologico tecnica

Allegato 1 – Stratigrafia del sondaggio n.193

Allegato 2 – Report laboratorio analisi campione sondaggio n.193

1. PREMESSA

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del Progetto di "Rigenerazione urbana di via Francesco Tedesco - Borgo Ferrovia: Porta EST per le Universiadi" nel Comune di Avellino.
Scopo del presente lavoro è stato quello di relazionare sulle di condizioni di stabilità delle aree di intervento, di caratterizzare dal punto di vista geologico i terreni e per essi ricercare i parametri fisico-meccanici caratteristici.
Trattandosi di opere strutturali di modesta entità (realizzazione di n. 3 pensiline di attesa Bus, realizzazione di muro di recinzione e platea di fondazione per vasca di prima pioggia) gli studi si sono basati essenzialmente sulla ricerca bibliografica delle indagini (in particolare quelle svolte a supporto del PRG, tra l'altro be), sull'analisi sulla morfologia e geologia del sito d'indagine a cui ha fatto seguito un esame più particolareggiato, dedicato alla ricostruzione della successione litostratigrafica, alla caratterizzazione geomeccanica dei litotipi e alla caratterizzazione delle aree in prospettiva sismica.
Si prevede comunque la realizzazione di indagine geognostica preliminare alla redazione del Progetto Esecutivo, a conferma della caratterizzazione geologico-geotecnica e dei parametri meccanici caratteristici.

2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa Nazionale

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- Con riferimento al sopra citato provvedimento è stata emanata la seguente circolare: Ministero dei lavori pubblici: Circolare del 9 gennaio 1996, n. 218/24/3.
- Legge 18 maggio 1989, n. 183 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo".
- D. L. 11 giugno 1998, n. 180 "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania"
- D. L. 13 maggio 1999, n. 132, nel testo integrato dalla relativa legge di conversione "Interventi urgenti in materia di protezione civile".
- Piano Straordinario per la rimozione delle situazioni di rischio idrogeologico più alto per il

territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Nord-Occ. della Campania (Supplemento al BURC n°77/99).

- D.G.R. della Campania n° 5447/2002 recante "Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania"
- D.G.R. della Campania n° 248/2003 circolare applicativa alla D.G.R. della Campania n° 5447/2002, che impone di adeguare gli strumenti urbanistici alle nuove categorie sismiche.
- Ordinanza PCM 3274 (20/03/2003) e s.m.i. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica ".
- Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006) "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" (G.U. n.108 del 11/05/2006);
- Norme Tecniche per le Costruzioni. Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture (GU n.29 del 04/02/2008)
- Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni. Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture (GU n.42 del 20/02/2018)

2.2 Normativa Regionale

- Legge Regionale 7/1/1983, n.9. Norme per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di difesa del territorio dal rischio sismico.
- Legge Regionale 7/2/1994 n° 8. Norme in materia di difesa del suolo - Attuazione della
- Legge 18 maggio 1989, n. 183 e successive modificazioni ed integrazioni.
- Deliberazione n. 3249 del 13/7/2001. Norme per l'accelerazione della spesa per la realizzazione d'interventi di programma nel campo della difesa del suolo. Revoca Delibere di G.R. nn. 6517/99 e 4891/2000.
- Deliberazione n. 1270 del 5/4/2002. Precisazioni e modifiche alla deliberazione di G.R. n. 3249/2001 avente ad oggetto norme per l'accelerazione della spesa per la realizzazione di interventi di programma nel campo della difesa del suolo.
- Deliberazione n. 5240 del 31/10/2002. Approvazione disciplinare avente ad oggetto: Norme per la realizzazione e l'accelerazione della spesa degli interventi di programma di difesa del suolo da eseguire sul territorio regionale. Testo coordinato ed aggiornato.

- Deliberazione di Giunta Regionale n° 5547 del 7/11/2002. Aggiornamento della Classificazione Sismica dei Comuni della Campania, con allegati (Avellino - Benevento - Caserta - Napoli - Salerno).
- Deliberazione di Giunta Regionale n° 248 del 24/1/2003. Circolare applicativa relativa alla strumentazione urbanistica.
- Deliberazione di Giunta Regionale n° 334 del 31/1/2003. Regolamento per la disciplina della fase transitoria di applicazione delle norme tecniche nei comuni dichiarati o riclassificati sismici con Del. G.R. n. 5447 del 7/11/2002.
- Deliberazione di Giunta Regionale n° 335 del 31/1/2003. Procedura tecnico-amministrativa per la verifica strutturale del patrimonio pubblico e l'analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano.
- Decreto del presidente della giunta regionale della campania n. 23 del 11 febbraio 2010. Regolamento per l'espletamento delle attivita' di autorizzazione e di deposito dei progetti, ai fini della prevenzione del rischio sismico in campania.

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di studio si colloca interamente sul territorio comunale di Avellino. In particolare essa interessa una porzione di territorio prospieciente la stazione ferroviaria e quella immediatamente a sud, dove saranno realizzate rispettivamente, tre pensiline e una vasca per la raccolta acque.

Immagine 1 - Ortofoto con ubicazione dell'area in studio

L'area oggetto dell'intervento ricade nel sottobacino del Fiume Sabato e nel bacino del Fiume Volturno rientrando quindi nelle competenze dell'Autorità di Bacino Nazionale dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno in base alla legge 183/89.

In particolare l'area di studio si colloca ad una quota di 305 m circa s.l.m. ed è posta nel settore orientale del Comune di Avellino (Fig.1 – Corografia).

Il territorio comunale è ubicato in un settore dell'Appennino Meridionale all'interno del quale si possono identificare, su vasta scala, l'unità morfologica composta da massicci carbinatici e da rilievi collinari. Compresi tra questi sono presenti zone di raccordo con caratteristiche morfologiche intermedie, per lo più costituirte da detrito di falda.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la ricostruzione della geologia del territorio, si è fatto riferimento principalmente agli elaborati cartografici allegati alle relazioni del Piano Urbanistico Comunale.

Da essi, il territorio comunale di Avellino si conforma come una zona di raccordo tra due sistemi di massicci carbonatici ben distinti: ad ovest il gruppo costituito dal Monte Vergine e Monti di Avella, mentre ad est il gruppo costituito da Monte Terminio e Monte Tuoro.

Ne consegue che la fascia intermedia, nella quale si colloca Avellino è costiuita da terreni piroclastici sia in facies primaria che rimaneggiati. Nell'area di intervento i terreni affioranti sono costituiti da (Fig.2 – Carta geologica):

- Ignimbrite Campana
- Argille grigio azzurre ricoperte nelle aree di ripiano e nei terrazzi fluviali da coltri piurcolastiche e alluvionali
- Conglomerati poligenici ricoperti nelle aree di ripiano e nelle depressioni da coltri vulcaniche
- Depositi piroclastici del Somma Vesuvio
- Depositi alluvionali antichi e recenti

Dai sondaggi geognostici effettuati a supporto del PUC, quelli ricadenti nelle immediate vicinanze della zona di intervento sono i numeri identificati n.189, 190, 191, 192 e 193 (Fig.10 – Ubicazione delle indagini). In essi si riscontrano livelli di limi e sabbie di orgine vulcanica e alluvionale di età quaternaria sovrapposti a livelli di argille e marne ascrivibili alle formazioni flyschoidi depostesi dal Miocene nel dominio del Bacino Irpino. Per cui i caratteri litologici pozzono essere così suddivisi, a partire dal basso verso l'alto:

a) **SERIE CLASTICA TERZIARIA**: è costituita da arenarie micacee giallastre spesso a grana grossolana con intercalazioni argillose, argille siltose, argille, marne e puddinghe poligeniche. Tipica di questa formazione è la presenza di grossi blocchi carbonatici di natura olistolitica che si ritrovano inglobati nella massa di fondo terrigena. In successione stratigrafica e parzialmente in eteropia di facies con la suddetta formazione, si riconosce una seconda successione terrigena costituita prevalentemente da argille e argille siltose e marnose con livelli sparsi di arenarie e puddinghe poligeniche. Entrambe le successioni si presentano fortemente tettonizzate ed includono, a varie altezze stratigrafiche, colate di materiale argilloso alloctono (Argille Varicolori auct.) spesso in forma di vere e proprie coltri.
b) **TERRENI QUATERNARI**:
    a. Brecce di versante e detrito di falda: si rilevano con spessori variabili da pochi metri fino a dieci metri. Si tratta di ben cementate brecce calcaree eterometriche in matrice sabbioso limosa di natura piroclastica. Nella fascia di raccordo ai piedi dei versanti tali depositi assumono i caratteri tipici delle falde di detrito pedemontane.

b. Coltri piroclastiche: La loro messa in posto primaria, con giacitura conforme alla sottostante morfologia preesistente, con deposizione da fall down è avvenuta a partire da circa 22.000 anni fa a seguito delle fasi eruttive esplosive del Somma-Vesuvio. Si rinvengono depositi appartenenti ad un'eruzione pliniana avvenuta circa 3.500 anni fa che hanno dato origine alle note "Pomici di Avellino. Copre il tutto un sottile livello derivante dall'eventi eruttivo del 472 d.C. costituito da sabbie vulcaniche. Si tratta di ceneri e lapilli pomicei incoerenti di colore giallastro o bruno che si rinvengono in affioramento in tutta l'area studiata. Gli spessori sono molto variabili , in ragione di fenomeni di erosione intensa sulle zone elevate ed acclivi e di rideposizione nelle aree depresse e a minor pendenza.
c. Terreni alluvionali: si tratta di terreni che si intercalano e si sovrappongono ai terreni sopra descritti. L'attività del Fiume Sabato e dei suoi affluenti favorisce sia la deposizione che il rimaneggiamento dei terreni. Si tratta di alternanze di strati e lenti di terreni a grana grossa e fine a sviluppo prevalentemente orizzontale.

5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

I terreni di copertura presentano una permeabilità variabile da strato a strato. Un ruolo importante è dato dall'alterazione dei terreni. Il processo di alterazione subito dai terreni piricolastici e la conseguente argillificazione determina una permeabilità di tipo secondario, variabile nello spazio e in funzione dell'alterazione. I terreni argillificati fungono da impermebaile relativo a quelli non del tutto argillificati, dando origine a probabili, modesti, accumuli idrici sospesi che, quando presenti, possono presentare soluzioni di continuità permettendo interscambi verticali con i terreni sosttostanti.

La cartografia allegata al PUC riporta una serie di punti d'acqua utili per comprendere quanto detto: i punti d'acqua si distinguono in "sondaggi geognostici con l'indicazione della profondità della falda idrica dal p.c." e "pozzo con l'indicazione della profondità della falda idrica dal p.c.". La profondità della falda dei punti d'acqua vicini all'area in studio è variabile da 9-10 metri a 1,70 metri, in dipendenza del grado di impemeabilità relativa.

Le piroclastiti, caratterizzate da un vario assortimento granulometrico, mostrano gradi di permeabilità variabili: elevato ($k > 10^{-2}$ m/s) nelle fasce sabbiose, medio ($10^{-4} < k < 10^{-2}$ m/s) in quelle limoso-sabbiose ed estremamente basso ($10^{-9} < k < 10^{-4}$ m/s) in quelle argillificate.

Dall'esame della carta idrogeologica allegata al PUC (Fig. 3 – Carta Idrogeologica) si evince che **il sito in esame ricade in un areale caratterizzato da *Depositi ignimbrici*** *caratterizzati da una scarsa permeabilità per fessurazione e per porosita".* Il coefficiente di infiltrazione potenziale (c.i.p.) fissato per

questo compleasso idrogeologico è pari al 10%. In effetti, il rimaneggiamento delle piroclastiti rappresenta un ostacolo per l'infiltrazione delle acue superficiali.

Nell'area, in giustapposizione laterale con i complessi idrogeologici vulcanici, si ritrovano le alluvioni di orgine fluviale. *Si tratta di sabbie quasi mai cementate, di rado stratificate, in un cui la percentuale a granulometria minuta è spesso modesta. Permeabilità per porosità variabile con la granulometria. In genere la permeabilità complessiva è bassa fatta eccezione per i livelli a granulometria elevata che contengono flade sovrapposte.* Il coefficiente di infiltrazione potenziale di questo complesso è pari al 20%.

L'eterogeinità della fomrazione flyshoide deterimina un andamento freatico molto varibiale, legato alla distribuzione degli inclusi lapidei. Si rinvengono filetti idrici o medeste falde limitate a determinate altezze stratigrafiche. Questo complessso idrogeologico è così descritto nell'allegato cartografico "Argille grigio-azzurre: questo compleaso è costituito essenzialmente da litotipi così sottilmente stratificati con alternanze di siltiti e marne che possono consentire soltanto l'inflitrazione dell'acqua di ritenzione precludendo pressocchè in modo assoluto, qualsiasi circolazione, salvo casi rarissimi e sporadici di piccolissime vene effimere e del tutto insignificanti".

6. DISSESTO IDROGEOLOGICO

Il "dissesto idrogeologico", come definito all'art.54 del D.Lgs. 152/06, è "la condizione che caratterizza aree ove processi naturali o antropici, relativi alla dinamica dei corpi idrici, del suolo o dei versanti, determinano condizioni di rischio sul territorio".

In conseguenza dell'alto impatto causato dai tragici eventi di Sarno (maggio 1998), sono state quindi emanate norme (D.L. 11.06.98 n.180, convertito in Legge 03.08.98 n.267; D.L. 12.10.2000 n.279, convertito in Legge 11.12.2000 n.365) che hanno indotto una diversa politica di gestione del rischio idrogeologico. A seguito di tali norme, si è dato avvio a un'analisi conoscitiva delle condizioni di rischio, individuando e perimetrando le aree con diverso livello di attenzione per il "Rischio idrogeologico": R4 (molto elevato), R3 (elevato), R2 (medio), R1 (moderato). In tal modo, le competenti Autorità di Bacino, hanno elaborato i "Piani Stralcio per l'assetto idraulico ed idrogeologico" (PAI).

Il PAI è un documento programmatico che individua scenari di rischio collegati ai fenomeni franosi ed alluvionali presenti e/o previsti nel territorio ed associa ad essi normative, limitazioni nell'uso del suolo e tipologie di interventi, strutturali e non, che sono finalizzati alla mitigazione dei danni attesi. Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI) rappresenta uno stralcio di settore funzionale del Piano di bacino relativo alla pericolosità ed al rischio da frana ed idraulico, contenente, in particolare, l'individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico, nonché le relative misure di salvaguardia.

Il **"Rischio" (R)** è definito come *"l'entità del danno atteso in una data area e in un certo intervallo di tempo in seguito al verificarsi di un particolare evento calamitoso "*. In termini analitici, il rischio idrogeologico è espresso dalla seguente relazione **R = H x V x E**, nota come "equazione del rischio" che lega pericolosità (H), vulnerabilità (V) e valore esposto (E).
La **"pericolosità" (H)** esprime la probabilità che in una zona si verifichi un evento dannoso di una determinata intensità entro un determinato periodo di tempo (che può essere il "tempo di ritorno"). La pericolosità è dunque funzione della frequenza dell'evento. In certi casi (come per le alluvioni) è possibile stimare, con una approssimazione accettabile, la probabilità di accadimento per un determinato evento entro il periodo di ritorno. In altri casi, come per alcuni tipi di frane, tale stima è difficile da ottenere.

Per gli scenari di pericolosità frana e pericolosità idraulica si è fatto riferimento alla cartografia riportata sul Geoportale dell'Ispra al link http://geoviewer.isprambiente.it/index.html?config=config.xml.
La cartografia relativa alle aree di pericolosità di frana georeferenzia i dati dell'Autorità di Bacino e mostra come nella zona oggetto di studio non vi siano aree soggette a pericolosità da frana (Fig. 4 – Carta della pericolosità da Frana). Inoltre l'area non risulta essere interessata da alcuna classe di Pericolosità Idraulica (Fig.6 – Carta della pericolosità idraulica)

Per quanto riguarda il Rischio Frana e il rischio idraulico ci si è basati sulla cartografia redatta dall'Autorità di Bacino Liri Garigliano Volturno.
Trattandosi di una zona pianeggiante e con pericolosità da frana nulla, non si evidenziano aree soggette a Rischio Frana (Fig.5 – Carta del rischio frana)

Ne consegue, quindi, che nessun vincolo da parte dell'Autorità di Bacino osta l'attuazione dell'intervento in esame.

7. SISMICITA' DELL'AREA

Il **rischio sismico**, determinato dalla combinazione della **pericolosità**, della **vulnerabilità** e dell'**esposizione**, è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti).

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008 e del D.M. 17 Gennaio 2018, invece, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi "stati limite" presi in considerazione, viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di intervento, che rappresenta l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che in un fissato lasso di tempo, in un detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. In base a quanto riportato nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato periodo di riferimento VR, legato alla vita nominale dell'opera in progetto VN (*VR = VN x Cu dove Cu è il coefficiente d'uso legato alla categoria dell'edificio*), e la probabilità è denominata probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Per descrivere la pericolosità sismica in un generico sito con un livello di precisione sufficiente, sia in termini geografici che in termini temporali, i risultati dello studio di pericolosità sismica devono essere forniti:

a) In corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi, individuati in termini di latitudine e longitudine, debbono distare un passo ≤ 0,05°;

b) Per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadendo in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;

c) In termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sottosuolo rigido affiorante.

In particolare, i caratteri del moto sismico di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica PVR.

- a_g = accelerazione massima al sito;
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Il valore di a_g viene direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dall'INGV, mentre F_o e T_C^* vengono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e

spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

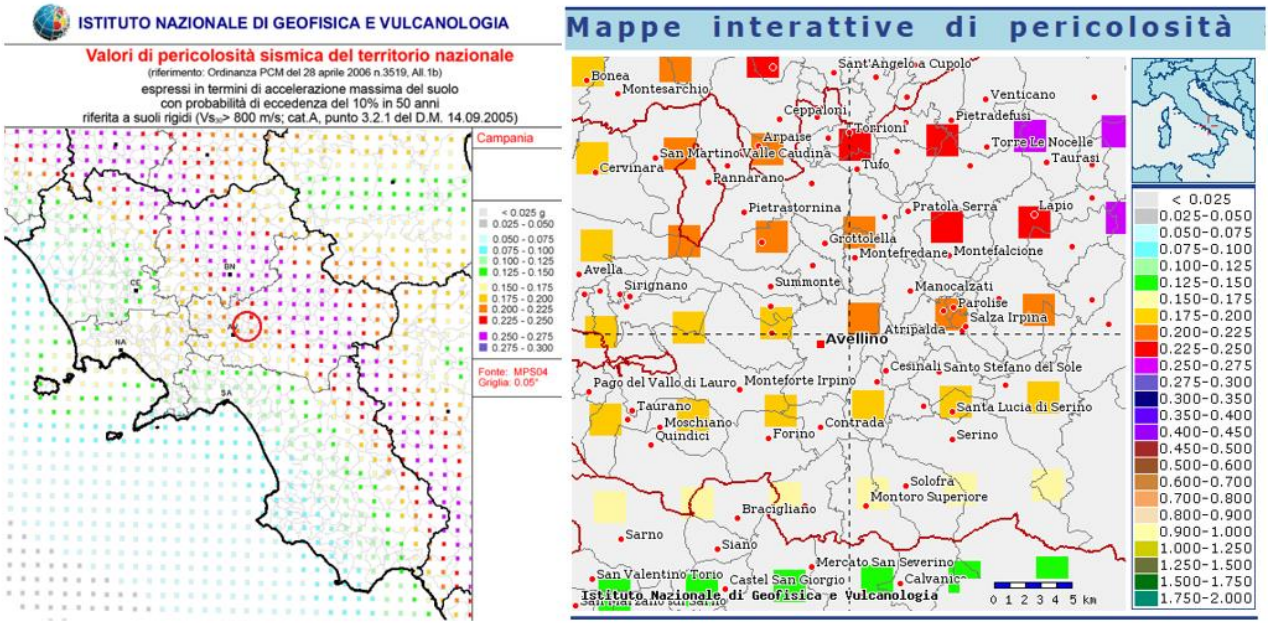


Immagine 2 - Valori di pericolosità sismica del territorio Nazionale redatta a cura dell'INGV secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) Punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento ag; probabilità in 50 anni 10%; percentile

La mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica, disponibile sul sito dell'INGV indica che il territorio comunale di Pietraroja, rientra nelle celle contraddistinte da valori di $\mathbf{a_g}$ di riferimento compresi tra **0.200** e **0.225** (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento ag; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50). Difatti, secondo la classificazione sismica della Regione Campania i dissesti rientrano in aree ad elevata sismicità secondo la Classificazione sismica del 2002 dei comuni della Regione Campania.

Immagine 3 - Classificazione sismica del 2002 dei comuni della Regione Campania. Zona 1, valore di ag=0.35g; Zona 2, valore di ag=0.25g; Zona 3, valore di ag=0.15g.

Lo scuotimento del suolo così individuato deve essere corretto per tenere conto delle modifiche prodotte

dalle condizioni locali del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e della morfologia di superficie (con la determinazione della categoria di sottosuolo specifica del sito e dei coefficienti di amplificazione topografica ST e stratigrafica SS).

La morfologia superficiale riveste un'importanza determinante sull'amplificazione sismica di sito. Secondo la più recente revisione delle Norme Tecniche in vigore, per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Tabella 1- Categorie Topografiche (NTC2018)

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella tabella sottostante, in funzione delle categorie topografiche definite nella Tab. 3.2.III delle NTC 2018 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 2 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST (NTC2018)

Dall'analisi di sito e dalla carta geomorfologica delle pendenze (Fig.7 – Carta delle pendenze), l'area oggetto di studio presenta una pensandenza inferiore al 10%, rientrando nella categoria topografica T1.

7.1 Categorie del suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta in seguito (Tabella n.3).

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti,* con profondità del substrato superiori 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 3 - Categorie di sottosuolo (da tab. 3.2.II del D.M. 17/01/18 delle NTC)

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove hi e $V_{S,i}$ indicano rispettivamente lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio < 10-6) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti. Mentre, H indica la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro V_{S30}, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel caso specifico, per l'indivisuazione della categoria di sottosuolo, si è fatti riferimento alla cartografia di microzonazione sismica allegata agli studi integrativi a supporto del PUC (Fig. 8 – Carta della microzonazione sismica) dalla quale si evince che l'area in studio appartiene alla **Categoria C "Coltri piroclastiche sciolte, depositi tufacei caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s**).

7.2 Parametri sismici

Si procede ora alla determinazione dei parametri sismici funzionali alla verifica degli stati limite. Nella Tabella seguente vengono riassunti i dati di ingresso legati alla tipologia costruttiva dell'opera in progetto

TIPO DI COSTRUZIONE	2
VITA NOMINALE V_N	≥ 50 anni
CLASSE D'USO	II
COEFFICIENTE D'USO CU	1.0
VITA O PERIODO DI RIFERIMENTO $V_r = V_N \times C_u$	≥ 50

Tabella 4 - Dati delle opere in progetto

Partendo da questi dati, dalle valutazioni legate alle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche dell'area in oggetto che portano alla determinazione del fattore riduttivo S, una volta definiti i nodi del reticolo sismico di riferimento, si arriva alla definizione dei parametri sismici di seguito riportati:

Fase1 – Stima dell'accelerazione di base Ag

Coordinate	Regione	Provincia	Comune
LAT: 40.921391° LONG: 14.820052°	Campania	Caserta	Avellino

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,054	2,346	0,281
50	0,071	2,315	0,310
72	0,086	2,327	0,324
101	0,101	2,340	0,334
140	0,118	2,350	0,342
201	0,140	2,355	0,351
475	0,202	2,367	0,368
975	0,261	2,421	0,381
2475	0,348	2,487	0,411

Fase2 – Scelta della strategia di progettazione

Vita Nominale (N)	Coefficiente d'uso (Cu)
50 anni	1.0

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,054	2,346	0,282
SLD	50	0,072	2,316	0,310
SLV	475	0,202	2,367	0,368
SLC	975	0,261	2,421	0,381

Fase3 – Determinazione dell'azione di progetto

Coefficiente Topografico	Categoria di sottosuolo
T1	C

SLD - Risposta

Verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,026 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,836
S	1,000
η	0,667

Orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,072 g
F_o	2,316
T_C	0,310 s
S_S	1,500
C_C	1,545
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,160 s
T_C	0,479 s
T_D	1,886 s

SLC - Risposta

Verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{gv}	0,180 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,670
S	1,000
η	0,667

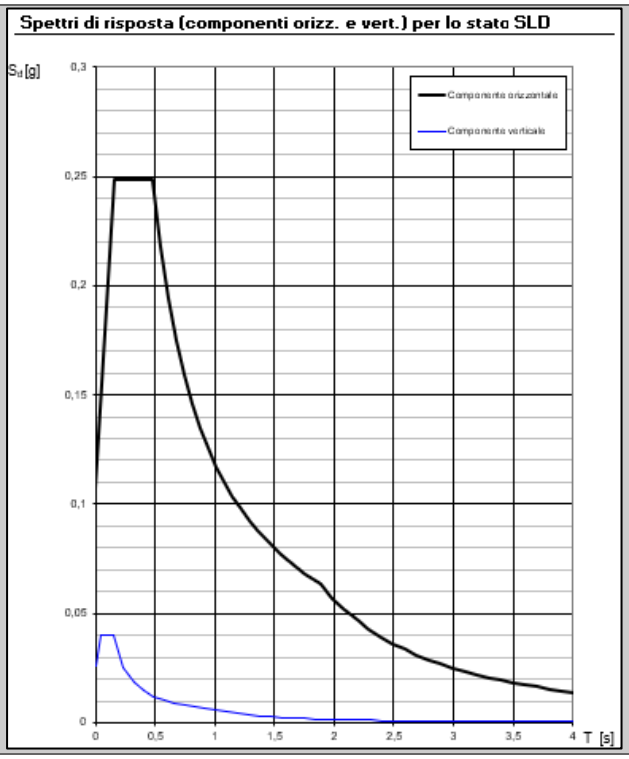
Orizzontale

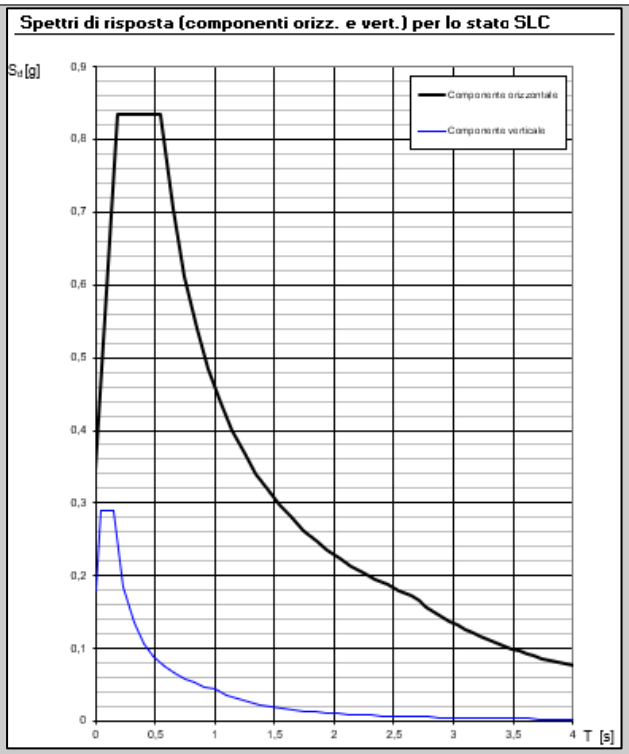
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,261 g
F_o	2,421
T_C	0,381 s
S_S	1,321
C_C	1,444
S_T	1,000
q	1,000

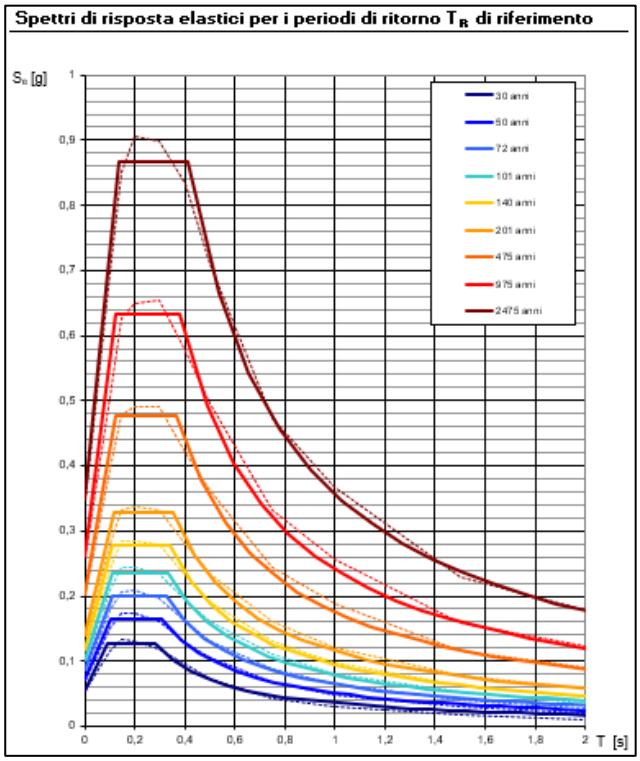
Parametri dipendenti

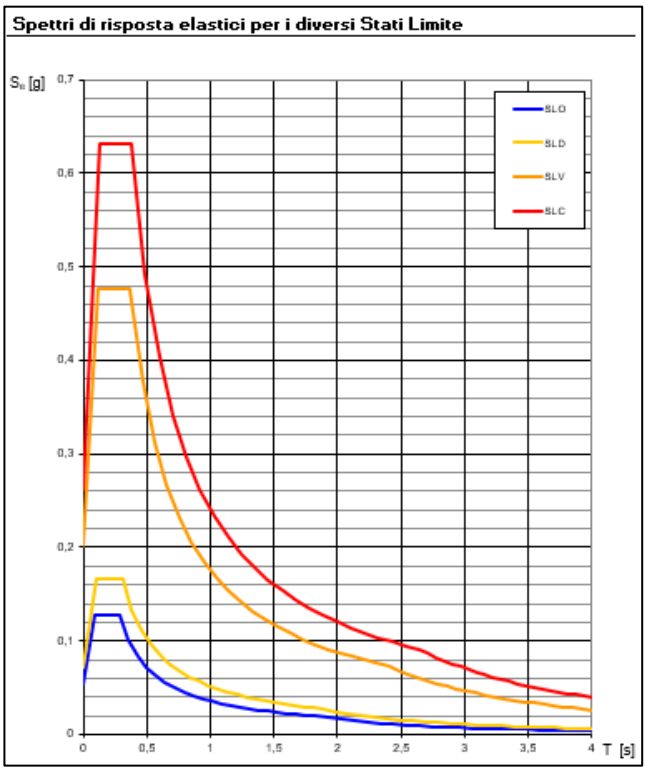
S	1,321
η	1,000
T_B	0,183 s
T_C	0,550 s
T_D	2,644 s




Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLC
Sa [g]
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0
0,5
1
1,5
2
2,5
3
3,5
4
T [s]
Componente orizzontale
Componente verticale

Spettri di risposta





Sito in esame:

Latitudine:	40.921391°
Longitudine:	14.820052°
Classe:	II
Vita nominale:	50

Siti di riferimento:

Sito 1	ID: 32765	Lat: 40,9273	Lon: 14,8136	Distanza: 821,059
Sito 2	ID: 32766	Lat: 40,9265	Lon: 14,8798	Distanza: 4965,414
Sito 3	ID: 32988	Lat: 40,8765	Lon: 14,8787	Distanza: 7041,100
Sito 4	ID: 32987	Lat: 40,8773	Lon: 14,8126	Distanza: 5061,439

Parametri sismici:

Categoria sottosuolo:	**C**
Categoria topografica:	**T1**
Periodo di riferimento:	**50 anni**
Coefficiente cu:	**1.0**

	U.M.	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
Probabilità di superamento	%	81	63	10	5
Tr	anni	30	50	475	975
ag	g	0,054	0,071	0,200	0,260
Fo	[-]	2,346	2,318	2,369	2,419
Tc*	s	0,282	0,310	0,369	0,383

Coefficienti Sismici:

	Ss	Cc	St	Kh	Kv	Amax	Beta
SLO	1,500	1,600	1,000	0,016	0,008	0,793	0,200
SLD	1,500	1,550	1,000	0,021	0,011	1,043	0,200
SLV	1,420	1,460	1,000	0,080	0,040	2,790	0,280
SLC	1,320	1,440	1,000	0,096	0,048	3,360	0,280

I Dati sono stati ricavati attraverso l'utilizzo del Programma Geostru PS.

8. STRATIGRAFIA E PARAMETRIZZAZIONE DEI LITOTIPI

Per la parametrizzazione dei litotipi si è fatto riferimento ai sondaggi geognostici e rispettive analisi svoltesi in laboratorio sui campioni prelevati, a supporto del PUC comunale (Fig.9 – Carta ubicazioni indagini)

La stratigrafia dei terreni è riportata nel dettaglio nell'Allegato 1.

Dal punto di vista tecnico, gli strati possono essere così suddivisi:

STRATO 1 – Terreni di riporto: si tratta dello strato superficiale costituito da materiale etorgeneo e pavimentazione stradale. Lo spessore massimo è pari a 1 metro ed è rappresentato in corrispondenza del sondaggio n.193 e n.191. Lo spessore minimo è pari a 40 cm in corrispondenza del sondaggio n.190.

STRATO 2:- Materiali tufacei alterati: si tratta di sabbie e limi spesso argillificati. In alcuni tratti sono stati ben riconosciuti strati di pomici. In corripondenza del sondaggio n.193 lo strato viene descritto come "Tufo giallo degradato e disgregato". Lo spessore cresce da nord verso sud lungo la sezione di riferimento, raggiungendo il massimo spessore pari a 15 metri in corripondenza del sonsaggio n.193 ed azzerandosi completamente in corrispondenza del sondaggio n.189.

STRATO 3: Alternanze di argille e marne: si tratta di argille marnone e marne argillose talora con inclusioni di brecce calcaree. La profondità dello strato cresce da nord verso sud lungo la sezione.

Le stratigrafie complete dei sondaggi sono riportate nell'Allegato 1.

Alla luce dei risultati delle prove eseguite sui campioni prelevati lungo i sondaggi è possibile parametrizzare lo STRATO 2:

Parametro	U.M.	Valore
Peso unità di volume [ϒ]	gr/cm²	1,5
Contenuto d'acqua [w]	%	20,15
Indice dei vuoti [e]	-	0,87
Coesione [c]	Kg/cm2	0
Angolo di attrito [φ]	°	28

Tabella 5 - Parametrizzazione Strato 2

I risultati delle analisi sono riportati nell'allegato 2.

La sezione geologico-tecnico è riportata in Figura 10.

Il volume significativo è quello nel quale si osserva una influenza non trascurabile delle perturbazioni meccaniche o idrauliche provocate dalla costruzione dell'opera. Questa definizione non risolve il problema della determinazione del volume a cui vanno estese le indagini, perché, a rigore, esso dipende sia dalle caratteristiche dell'opera sia da quelle dei terreni presenti (in particolare dai valori relativi delle rigidezze nei terreni stratificati) e, quindi, non è noto a priori. Indicazioni di massima sono fornite nell'immagine 4,

tratta dalle Raccomandazioni AGI (1977). È evidente che le indicazioni dell'AGI debbano essere adattate alle condizioni del sottosuolo. Per terreni molto eterogenei e nel caso di stratificazioni profonde di terreni di caratteristiche scadenti è opportuno maggiorare le profondità esplorate; nel caso in cui si rinvenga a piccola profondità un substrato lapideo o sub lapideo, queste potranno invece essere ridotte.

Per la valutazione del volume significativo è stata considerata una profondità di investigazione in base al tipo di fondazione ipotizzata considerando le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti. Nel caso specifico, si è ipotizzato un tipo di fondazione superficiale, e facendo riferimento alla figura sottostante, si è proceduti al calcolo approssimativo.

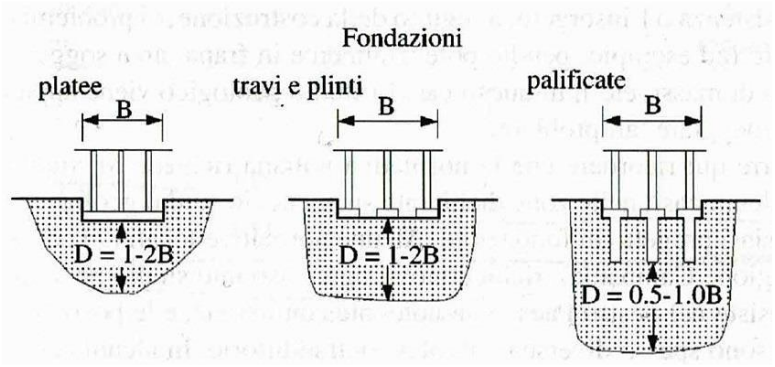


Immagine 4 -Tratta da Raccomandazioni Agi, 1977-

In effetti, considerando la metodologia descritta poc'anzi, e in relazione al progetto, la profondità per la caratterizzazione del volume significativo si è spinta fino a 16.00 metri dal p.c..

In definitiva, in base alle informazioni ottenute dalle indagini geognostiche di riferimento, il modello geotecnico è descritto in tabella 5.

9. CONCLUSIONI

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del progetto "Rigenerazione urbana di via Francesco Tedesco - Borgo Ferrovia: Porta EST per le Universiadi" – nel Comune di Avellino.

Tale studio, redatto sulla base della normativa vigente, è stato realizzato al fine di ricostruire un modello geologico - tecnico dell'area di intervento sulla base dell'elaborazione di indagini geognostiche bibliografiche tratte perlopiù dal PUC della città di Avellino. L'indagine geologico-tecnica non ha evidenziato particolari problematiche di carattere geotecnico ed idrogeologico. Inoltre, è stata rilevata una soggiacenza della falda freatica a circa 16 m di profondità dal p.c.

Sono state quindi definite:

a. Le caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti nella porzione di sottosuolo direttamente interessata dalle sollecitazioni e dalle tensioni indotte dalla struttura,

b. I lineamenti geologici e geomorfologici dell'area e la successione stratigrafica,

c. Lo schema idrogeologico dell'area

d. La valutazione del rischio sismico,

e. La fattibilità dell'intervento in relazione alle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, geomeccaniche e sismiche dei terreni presenti in sito ed in relazione agli eventuali effetti dannosi derivanti dalla realizzazione dell'opera. La categoria di sottosuolo è di tipo C.

Ditta esecutrice:

lavoro: P.D.R.

cantiere: Via F. Tedesco - Pianodardine

metodo di perforazione: rotazione

SONDAGGIO N. 189

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera: strumento	falda acquifera: profondità falda (m)	prelievo campioni: tipo di campionamento	prelievo campioni: profondità prelievo (m)	S.P.T.: tipo	S.P.T.: Prof. / N_1-N_2-N_3
0.50	0.50		Materiale eterogeneo di riporto						
4.20	3.70		Argilla limosa debolmente sabbiosa grigio-giallastra ricca di brecce e ciottoli calcarei e calcareo-marnosi			cilindro campionatore	5.50-6.10		
4.50	0.30		Ghiaia e brecce con limo sabbioso					scarpa chiusa	4.20-4.65
7.00	2.50		Argilla limosa debolmente marnosa grigiastra						34-26-22
10.50	3.50		Argilla marnosa grigio-giallastra con livelletti grigiastri, inglobante elementi marnoso-argillosi						7.50-7.95
14.80	4.30		Marna argillosa grigio-giallastra a tratti grigiastra						7-15-32
17.00	2.20		Marna argillosa, siltosa grigiastra						

Ditta esecutrice:

lavoro: P.D.R.

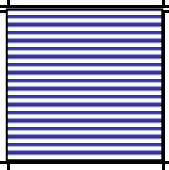
cantiere: Via F. Tedesco - Pianodardine

metodo di perforazione: rotazione

SONDAGGIO N. 190a

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera		prelievo campioni		S.P.T.	
				strumento	profondità falda (m)	tipo di campionamento	profondità prelievo (m)	tipo	Prof. / N_1-N_2-N_3
0.40	0.40		Pavimentazione e materiale eterogeneo di riporto						
3.00	2.60		Sabbia limosa bruno-grigiastra con ciottoli e ghiaia calcarea, calcarenitica e marnosa						
4.80	1.80		Sabbia grossolana grigiastra debolmente limosa						
5.60	0.80		Sabbia limosa grigiastra con brecce e ciottoli						
9.50	3.90		Limo sabbioso debolmente argilloso a tratti con minute pomici e qualche brecciola calcarea						
13.00	3.50		Argilla marnosa grigiastra						
20.00	7.00		Marna argillosa grigiastra						

Ditta esecutrice:	**SONDAGGIO N. 190b**
lavoro: P.D.R.	
cantiere: Via F. Tedesco-Pianodardine	
metodo di perforazione: rotazione	

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera		prelievo campioni		S.P.T.	
				strumento	profondità falda (m)	tipo di campionamento	profondità prelievo (m)	tipo	Prof. / N_1-N_2-N_3
22,00	2,00		Marna argillosa grigiastra						

Ditta esecutrice:

lavoro: P.D.R.

cantiere: Via F. Tedesco - Pianodardine

metodo di perforazione: rotazione

SONDAGGIO N. 191

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera: strumento	falda acquifera: profondità falda (m)	prelievo campioni: tipo di campionamento	prelievo campioni: profondità prelievo (m)	S.P.T.: tipo	S.P.T.: Prof. / N_1-N_2-N_3
1.00	1.00		Materiale eterogeneo di riporto costituito da brecce, calcestruzzo ed elementi tufacei						
5.50	4.50		Sabbia limosa debolmente argillosa grigio-giallastra con minuti elementi poligenici e piccole pomici					scarpa chiusa	3.40-3.85 5-6-6
6.00	0.50		Elementi lateritici di riporto						
6.50	0.50		Pomici parzialmente						
7.20	0.70		Limo sabbioso grigiastro humificato						
10.50	3.30		Argilla debolmente limosa grigiastra con venature grigio-verdastre, inglobante minute brecciole, ciottoli e ghiaia poligenici						9.50-9.95 6-12-14
12.50	2.00		argilla grigio-verdastra con venature verdastre e minuti detriti calcarei e marnosi						
16.50	4.00		Argilla marnosa grigiastra						14.00-14.45 11-8-8

Ditta esecutrice:

lavoro: P.D.R.

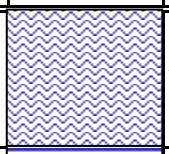
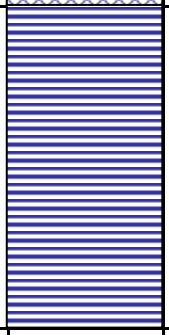
cantiere: Via F. Tedesco - Pianodardine

metodo di perforazione: rotazione

SONDAGGIO N. 192a

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera: strumento	falda acquifera: profondità falda (m)	prelievo campioni: tipo di campionamento	prelievo campioni: profondità prelievo (m)	S.P.T.: tipo	S.P.T.: Prof. / N_1-N_2-N_3
0.40	0.40		Pavimentazione e materiale di riporto						
2.40	2.00		Limo sabbioso bruno-giallastro con minuti elementi poligenici						
3.50	1.10		Limo sabbioso pozzolanico bruno-giallastro			cilindro campionatore			
4.00	0.50		Sabbia limosa bruno-giallastra						
8.00	4.00		Sabbia debolmente limosa bruno-giallastra				4.40-4.90		
9.50	1.50		Sabbia debolmente limosa grigiastra					scarpa chiusa	4.90-5.35 9-8-7
10.00	0.50		Pomici						
14.10	4.10		Limo argilloso bruno giallastro con minute pomici parzialmente degradate			cilindro campionatore	12.00-12.50		12.60-13.05 2-3-5
18.70	4.60		Sabbia limosa a tratti deb.argillosa con intercalati livelletti tufacei ed arenitici piroclastici						
19.30	0.60		Argilla deb. sabbiosa grigiastra						
20.30	0.70		Ciottoli e brecce calcaree e calcarenitiche con sabbia limosa grigio-giallastra						

Ditta esecutrice:	**SONDAGGIO N. 192b**
lavoro: P.D.R.	
cantiere: Via F. Tedesco-Pianodardine	
metodo di perforazione: rotazione	

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera		prelievo campioni		S.P.T.	
				strumento	profondità falda (m)	tipo di campionamento	profondità prelievo (m)	tipo	Prof. / N_1-N_2-N_3
21,60	1,30		Argilla limosa grigiastra con minuti detriti calcarei degradati						
26,00	4,40		Marna argillosa grigiastra						

Ditta esecutrice:

lavoro: P.D.R.

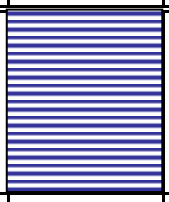
cantiere: Via F. Tedesco - Pianodardine

metodo di perforazione: rotazione

SONDAGGIO N. 193a

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera: strumento	falda acquifera: profondità falda (m)	prelievo campioni: tipo di campionamento	prelievo campioni: profondità prelievo (m)	S.P.T.: tipo	S.P.T.: Prof. / N_1-N_2-N_3
1.00	1.00		Brecce calcaree e materiale eterogeneo di riporto						
7.50	6.50		Tufo giallo degradato e disgregato			cilindro campionatore	6.00-6.60	scarpa chiusa	4.50-4.95 10-6-5
8.20	0.70		Pozzolana bruno-giallastra con minute pomici						
8.90	0.70		Tufo grigiastro						
14.90	6.00		Sabbia limosa grigiastra con minute pomici alla base						10.50-10.90 18-32-44
16.00	1.10		Limo sabbioso grigio-giallastro						
16.50	0.50		Argilla marnosa grigiastra con brecce calcaree						
18.70	2.20		Argilla marnosa grigiastra						
19.60	0.90		Marna argillosa grigiastra						
20.50	0.90		Argilla marnosa grigiastra						

Ditta esecutrice:	**SONDAGGIO N. 193b**
lavoro: P.D.R.	
cantiere: Via F. Tedesco-Pianodardine	
metodo di perforazione: rotazione	

profondità dal p.c. (m)	potenza strati (m)	simbologia	descrizione litologica	falda acquifera		prelievo campioni		S.P.T.	
				strumento	profondità falda (m)	tipo di campionamento	profondità prelievo (m)	tipo	Prof. / N_1-N_2-N_3
22,50	2,50		Marna argillosa grigiastra						

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino
Località del sondaggio via F. Tedesco
Descrizione del campione argilla azzurra

Sondaggio S189C1
Campione C1
Profondità (-m) 5.50÷6.00
Data 8.10.81

PROPRIETA' DEL CAMPIONE

Peso specifico assoluto	G = 2.75	g/cm³
Peso dell'unità di volume	y = 1.90	g/cm³
Contenuto in acqua	w = 20	%
Porosità	n =	%
Indice dei vuoti	e = 0.85	

NOTE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino

Località del sondaggio via F. Tedesco

Descrizione del campione argilla azzurra

Sondaggio S189C1

Campione C1

Profondità (-m) 5.50-6.00

Data 8.10.1981

UMIDITA' W = % 20.00

a) Peso umido lordo			gr. 110.46		gr. 101.03
b) Peso secco lordo			gr. 96.83		gr. 88.75
c) Tara		(f)	gr. 28.14	(g)	gr. 27.84
d) Contenuto d'acqua	(a-b)		gr. 13.63		gr. 12.28
e) Ps = Peso secco netto	(b-c)		gr. 68.69		gr. 60.91
Umidità relativa	W=(100-d/e)		% 19.84		% 20.16

PESO SPECIFICO Gs = gr/cmc. 2.75

a) Peso secco lordo			gr. 96.32		gr. 89.25
b) Tara		(h)	gr. 28.13	(i)	gr. 28.16
c) Ps = Peso secco netto	(a-b)		gr. 68.19		gr. 61.09
d) Pa = Peso picnometro-acqua		(3)	gr. 334.63	(4)	gr. 335.19
e) Ps + Pa	(c+d)		gr. 402.82		gr. 396.28
f) Pt = Peso picnometro-acqua-campione		(o)	gr. 378.20	(o)	gr. 373.90
g) Ps + Pa − Pt	(e-f)		gr. 24.62		gr. 22.38
$Gs = \frac{Ps}{Ps+Pa-Pt}$	(c/g)		gr/cmc 2.77		gr/cmc 2.73

Dimensioni fustella

h 7.5 cm.

ø 3.8 cm.

PESO DI VOLUME y = gr/cmc. 1.90

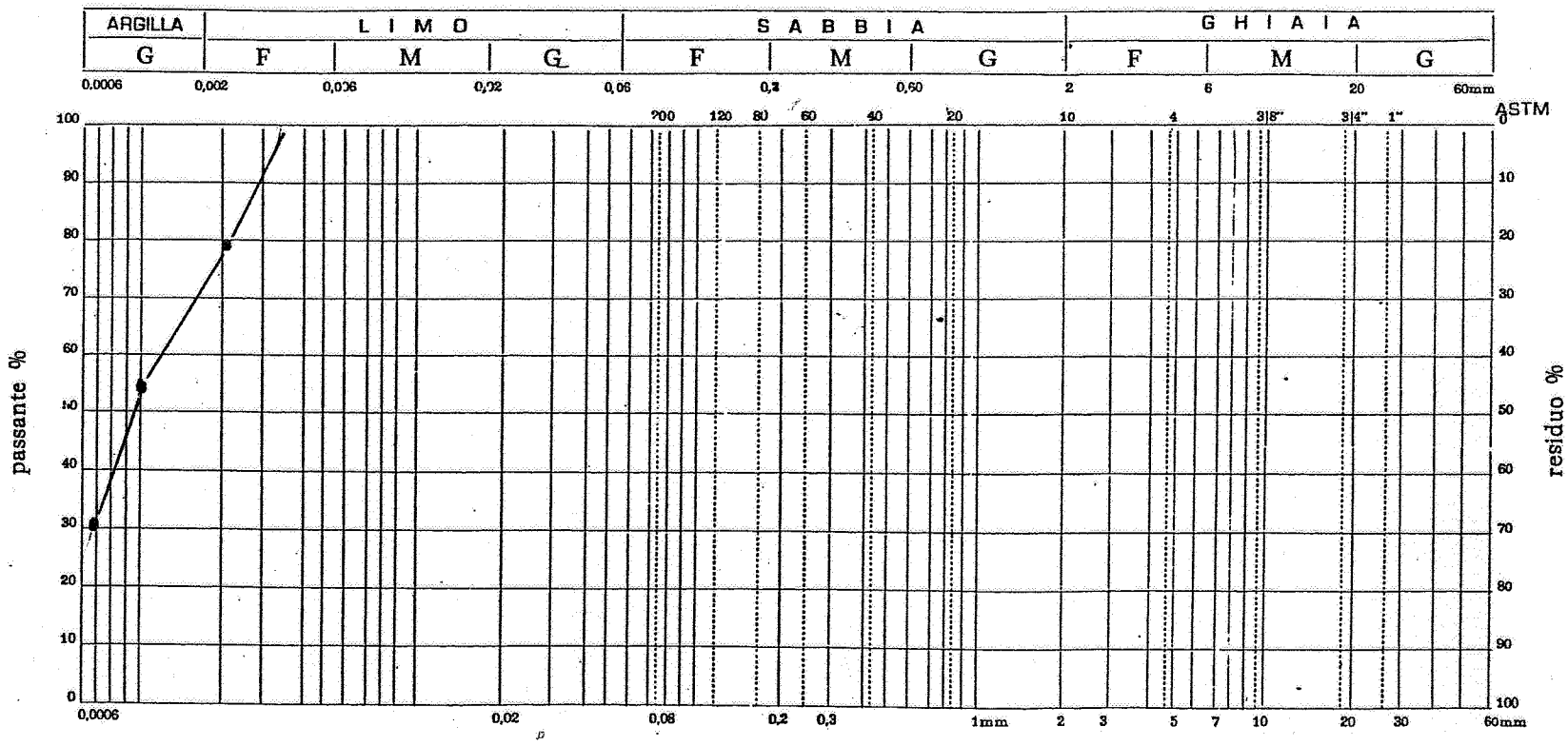
a) Peso lordo		gr. 189.53			
b) Tara	(11)	gr. 28.02	( )	( )	
c) Peso netto		gr. 161.51			
d) Volume		cmc. 85.01			

$y = \frac{\text{Peso netto}}{\text{Volume}}$ = gr/cmc. 1.90

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

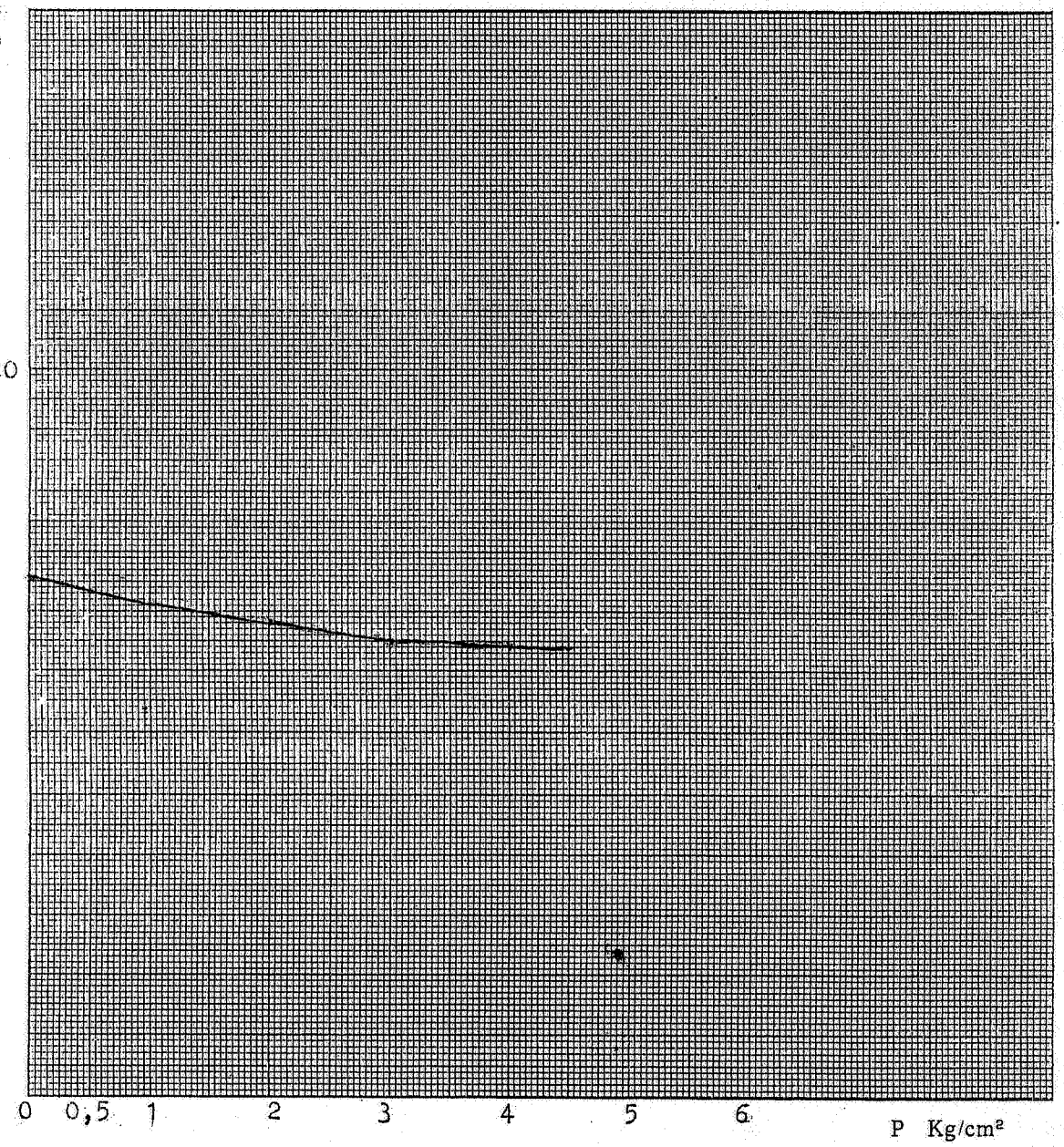
CURVA GRANULOMETRICA



DEFINIZIONE argilla azuurra

Sondaggio S189C1

Campione C1



~~Dato~~ Δ H	Pressione P kg/cm²	Indice dei vuoti e
		0,85
0,015	0,5	0,83
0,30	1,00	0,81
0,60	2,00	0,78
0,120	3,00	0,75
0,250	4,00	0,74

CONTENUTO IN ACQUA INIZIALE	w_i %	20
CONTENUTO IN ACQUA FINALE	w_f %	8
	Ho=cm	2,00

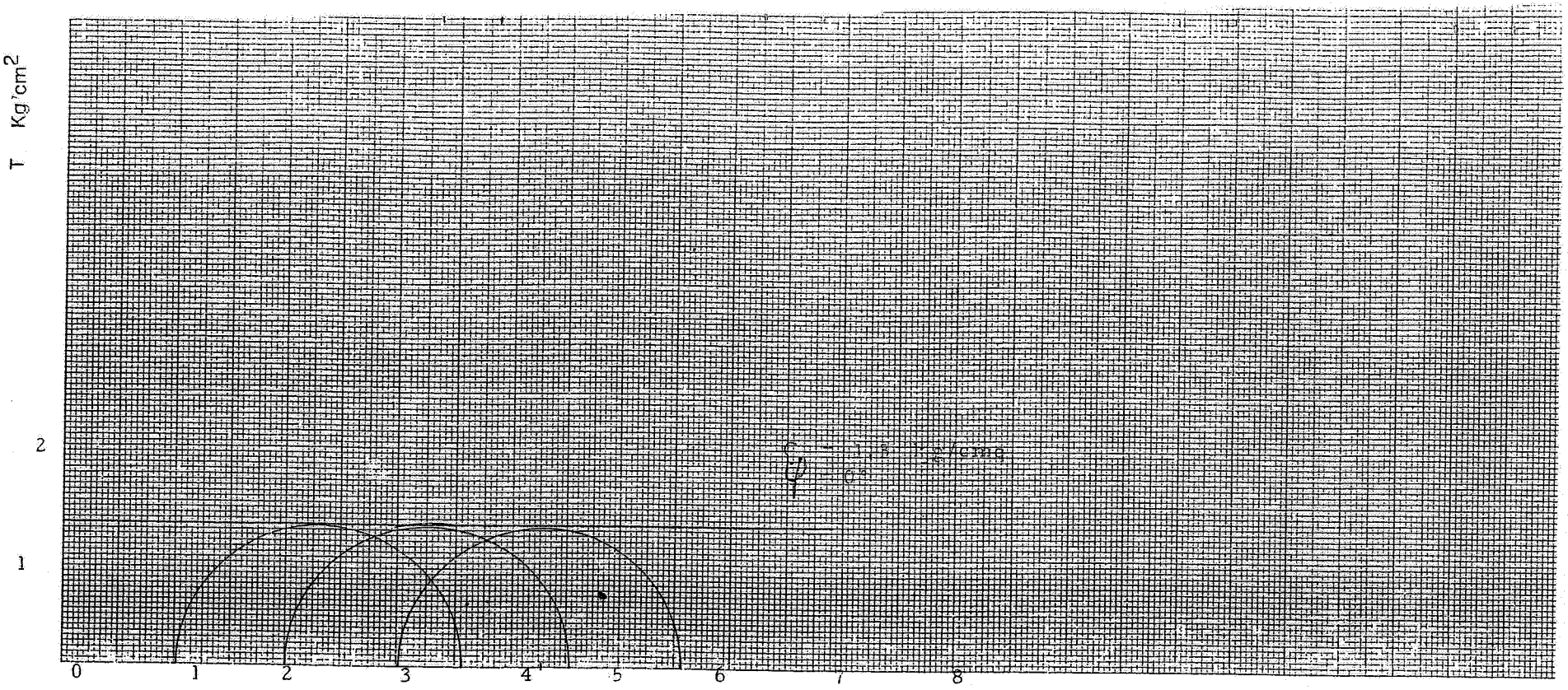
Dott. Francesco Pirollo - Laboratorio geotecnico

DITTA: Amministr. Comun. di Avellino

CANTIERE: via F. Tedesco

SONDAGGIO S189C1 CAMPIONE C 1 Profondità m 5,50-6,00

PROVA EDOMETRICA



provini	W %	Y g/cc	σ_3 kg/cmq	σ_1 kg/cmq		
a	20	1.90	1.00	3.56		
b	"	"	2.00	4.56		
c	"	"	3.00	5.56		

NATURA DEL CAMPIONE

argilla azzurra

TIPO DI PROVA

non drenata

DITTA Amm./ne Com. Avellino

CANTIERE via F. Tedesco

SONDAGGIO S189C1

CAMPIONE C1

PROFONDITA' m 5.50-6.00

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

PROVA TRIASSIALE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino
Località del sondaggio F. Tedesvo
Descrizione del campione sabbia

Sondaggio S192C1
Campione C1
Profondità (-m) 4.40 - 4.90
Data 8/10/1981

PROPRIETA' DEL CAMPIONE

Peso specifico assoluto	G = 2.5	g/cm³
Peso dell'unità di volume	y = 1.5	g/cm³
Contenuto in acqua	w = 28.50	%
Porosità	n =	%
Indice dei vuoti	e = 0.90	

NOTE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino

Sondaggio S192C1

Località del sondaggio via F. Tedesco

Campione C1

Descrizione del campione sabbia

Profondità (-m) 4.40-4.90

Data 8/10/81

UMIDITA' W = % 28.50

a) Peso umido lordo			gr. 117.21		gr. 110.35
b) Peso secco lordo			gr. 97.56		gr. 91.97
c) Tara		(a)	gr. 28.50	(b)	gr. 27.60
d) Contenuto d'acqua	(a-b)		gr. 19.65		gr. 18.38
e) Ps = Peso secco netto	(b-c)		gr. 69.06		gr. 64.37
Umidità relativa	W=(100-d/e)		% 28.45		% 28.55

PESO SPECIFICO Gs = gr/cmc. 2.50

a) Peso secco lordo			gr. 84.37		gr. 77.62
b) Tara		(c)	gr. 28.00	(d)	gr. 27.83
c) Ps = Peso secco netto	(a-b)		gr. 56.37		gr. 49.79
d) Pa = Peso picnometro - acqua		(1)	gr. 330.45	(2)	gr. 330.00
e) Ps + Pa	(c+d)		gr. 386.82		gr. 379.79
f) Pt = Peso picnometro - acqua - campione		(e)	gr. 364.45	(e)	gr. 359.71
g) Ps + Pa − Pt	(e-f)		gr. 22.37		gr. 20.08
$Gs = \frac{Ps}{Ps+Pa-Pt}$	(c/g)		gr/cmc 2.52		gr/cmc 2.48

Dimensioni fustella

h 7.5 cm.

ø 3.8 cm.

PESO DI VOLUME y = gr/cmc. 1.50

a) Peso lordo			gr. 155.06			
b) Tara		(e)	gr. 27.55	( )	( )	( )
c) Peso netto			gr. 127.51			
d) Volume			cmc. 85.01			

$y = \frac{\text{Peso netto}}{\text{Volume}}$ = gr/cmc. 1.50

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino — Sondaggio S192C1

Località del sondaggio via F. Tedesco — Campione C1

Descrizione del campione sabbia — Profondità (-m) 4.40-4.90

Data 8/10/1981

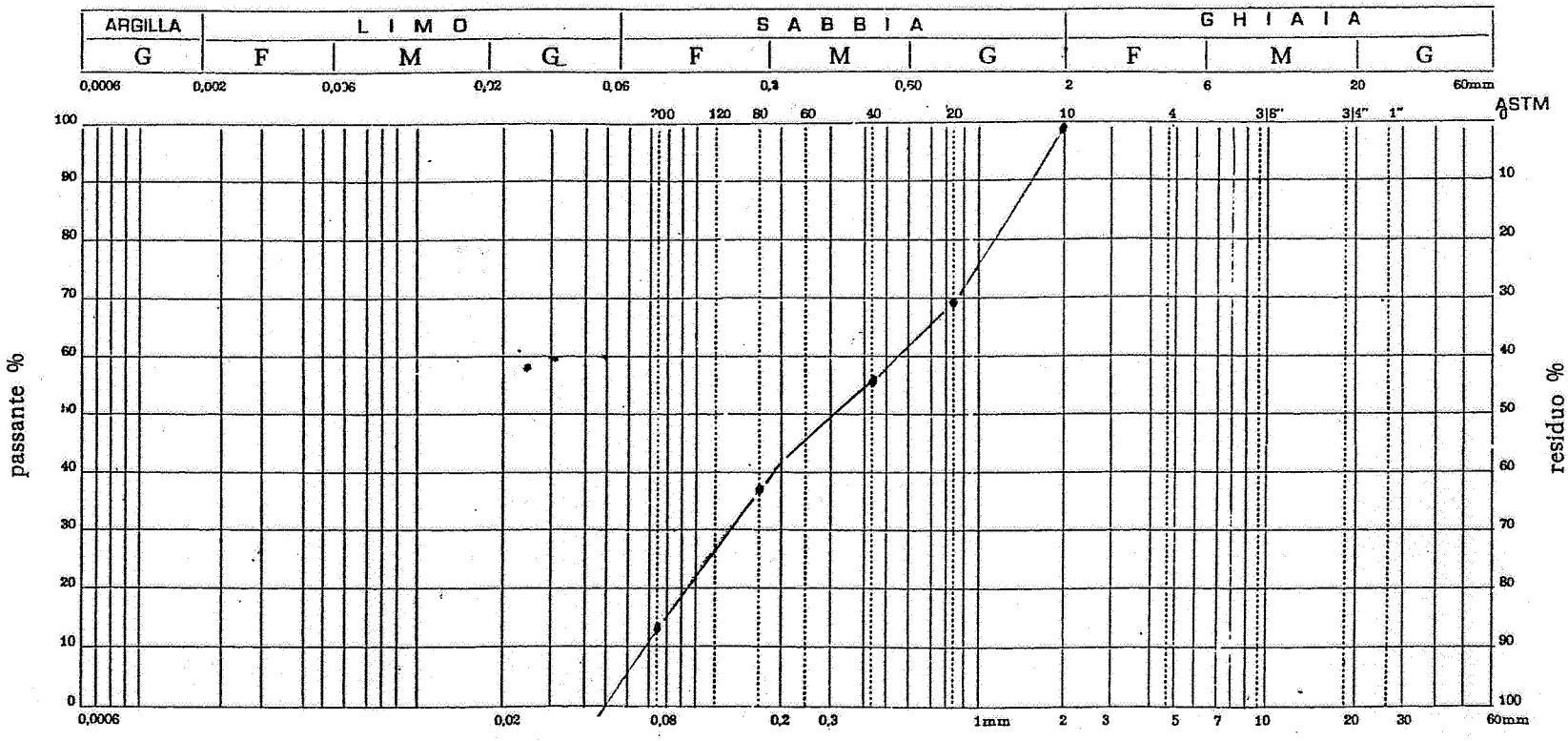
ANALISI GRANULOMETRICA

A S T M	residuo q.	residuo %	rediduo tot. %	passante %	diametri mm.
1" 1|2					39,00
1"					25,40
3|4"					19,00
1|2"					12,70
3|8"					9,50
N. 4				100	5,00
„ 10	6	2	2	98	2,00
„ 20	87	29	31	69	0,84
„ 40	39	13	44	56	0,42
„ 80	57	19	63	37	0,177
„ 200	72	24	87	13	0,074
FINO	39	13	100	====	
TOT.	300	100	====	====	

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

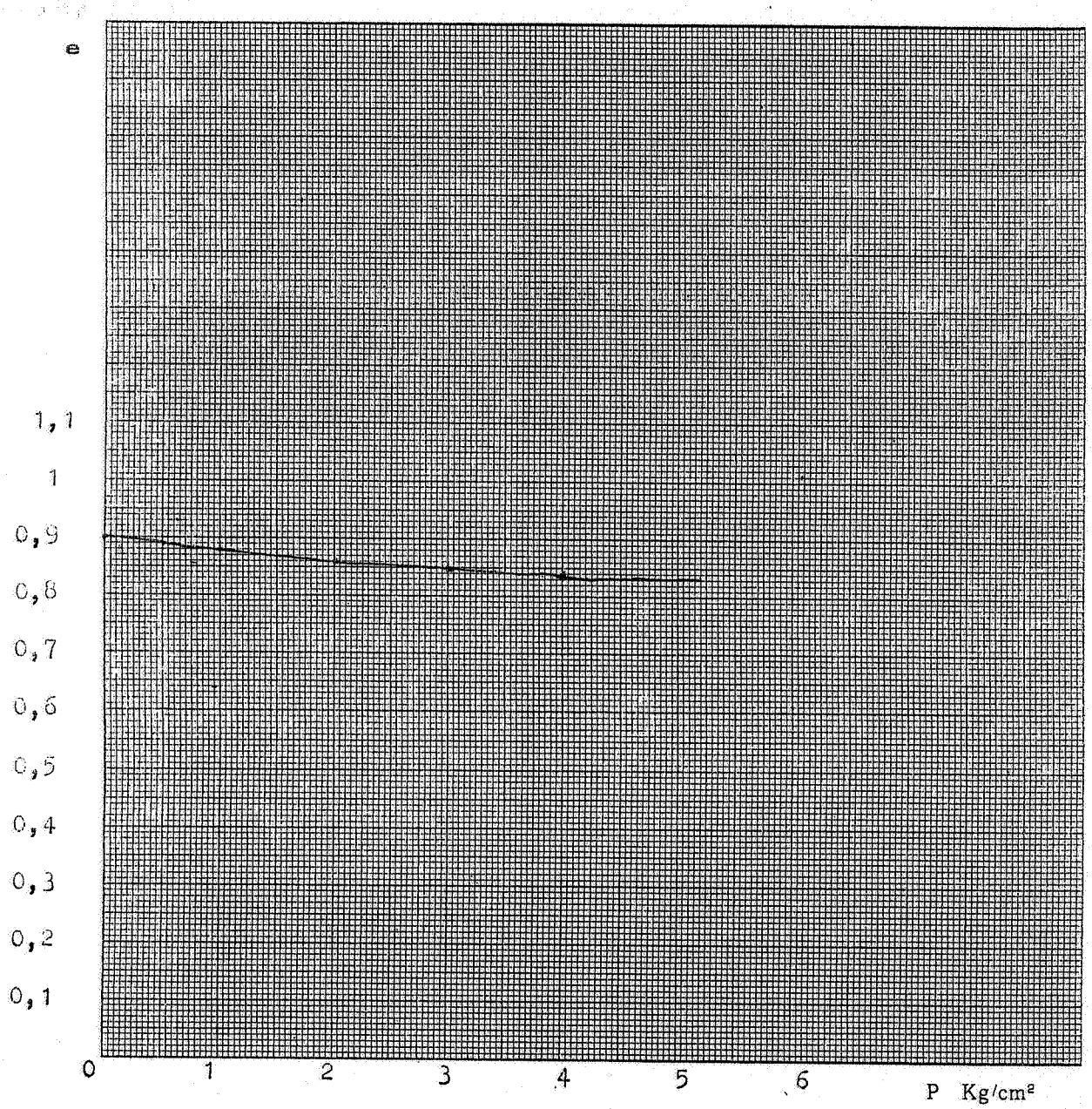
CURVA GRANULOMETRICA



DEFINIZIONE sabbia

Sondaggio S192C1

Campione C1



ΔH	Pressione P kg/cm²	Indice dei vuoti e
		0,90
0,032	0,5	0,87
0,064	1,00	0,88
0,120	2,00	0,86
0,244	3,00	0,85
0,480	4,00	0,84

CONTENUTO IN ACQUA INIZIALE	w_i %	28
CONTENUTO IN ACQUA FINALE	w_f %	15
	Ho=cm	2,00

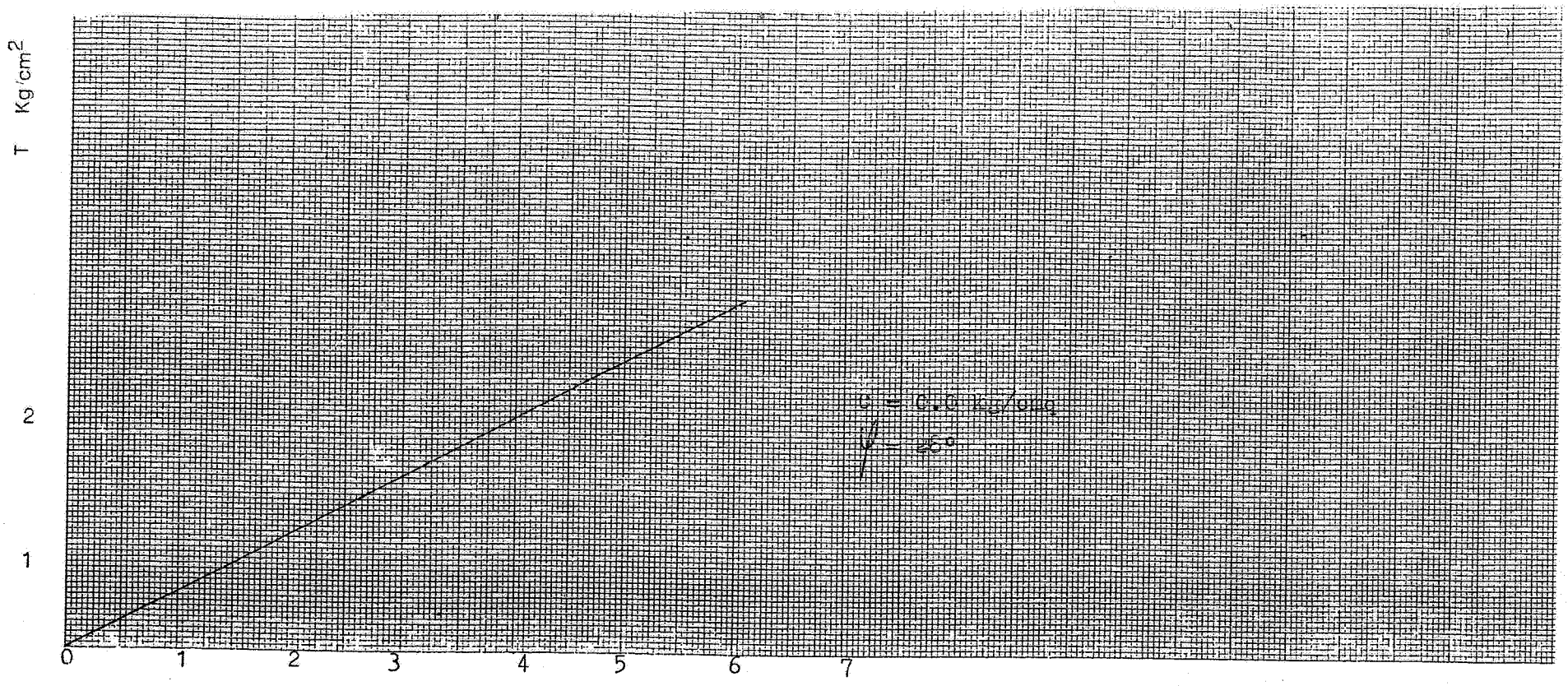
Dott. Francesco Pirollo - Laboratorio geotecnico

DITTA: Amministr. Comun. di Avellino

CANTIERE : via F. Tedesco

SONDAGGIO S192C1 CAMPIONE C 1 Profondità m 4,40-4,90

PROVA EDOMETRICA



P Kg/cm2

provini	W %	Y g/cc	P kg/cmq	T kg/cmq		
a	28.5	1.5	1.00	0.54		
b	"	"	2.00	1.07		
c	"	"	3.00	1.61		

NATURA DEL CAMPIONE

sabbia

TIPO DI PROVA

taglio diretto

DITTA Amm./ne Com. Avellino

CANTIERE via F. Tedesco

SONDAGGIO S192C1

CAMPIONE C1

PROFONDITA' m 4.40-4.90

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

PROVA ESEGUITA

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino
Località del sondaggio via P. Tedesco
Descrizione del campione sabbia

Sondaggio S192C2
Campione 2
Profondità (-m) 12-12.50
Data 13.10.1981

PROPRIETA' DEL CAMPIONE

Peso specifico assoluto	G = 2.4	g/cm³
Peso dell'unità di volume	y = 1.20	g/cm³
Contenuto in acqua	w = 26	%
Porosità	n =	%
Indice dei vuoti	e = 0.9	

NOTE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino — Sondaggio S192C2

Località del sondaggio via F. Tedesco — Campione S2

Descrizione del campione sabbia — Profondità (-m) 12-12.50

Data 13.10.1981

UMIDITA' W = % 26.00

a) Peso umido lordo			gr. 87.67		gr. 84.11
b) Peso secco lordo			gr. 75.33		gr. 72.54
c) Tara		(f)	gr. 28.13	(g)	gr. 27.80
d) Contenuto d'acqua	(a-b)		gr. 12.34		gr. 11.57
e) Ps = Peso secco netto	(b-c)		gr. 47.20		gr. 44.74
Umidità relativa	W=(100-d/e)		% 26.14		% 25.86

PESO SPECIFICO Gs = gr/cmc. 2.40

a) Peso secco lordo			gr. 83.81		gr. 82.91
b) Tara		(h)	gr. 28.10	(i)	gr. 28.14
c) Ps = Peso secco netto	(a-b)		gr. 55.71		gr. 54.77
d) Pa = Peso picnometro - acqua		(3)	gr. 334.62	(4)	gr. 335.17
e) Ps + Pa	(c+d)		gr. 390.33		gr. 389.94
f) Pt = Peso picnometro - acqua - campione		(o)	gr. 376.82	(o)	gr. 367.40
g) Ps + Pa − Pt	(e-f)		gr. 23.51		gr. 22.54
$Gs = \frac{Ps}{Ps+Pa-Pt}$	(c/g)		gr/cmc 2.37		gr/cmc 2.43

Dimensioni fustella

h 7.9 cm.

ø 3.8 cm.

PESO DI VOLUME y = gr/cmc. 1.20

a) Peso lordo			gr. 130.01			
b) Tara		(1)	gr. 28.00	( )		( )
c) Peso netto			gr. 102.01			
d) Volume			cmc. 85.01			

$y = \frac{\text{Peso netto}}{\text{Volume}}$ = gr/cmc. 1.20

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino — Sondaggio S192C2

Località del sondaggio via F. Tedesco — Campione C2

Descrizione del campione sabbia — Profondità (-m) 12-12.50

Data 13.10.1981

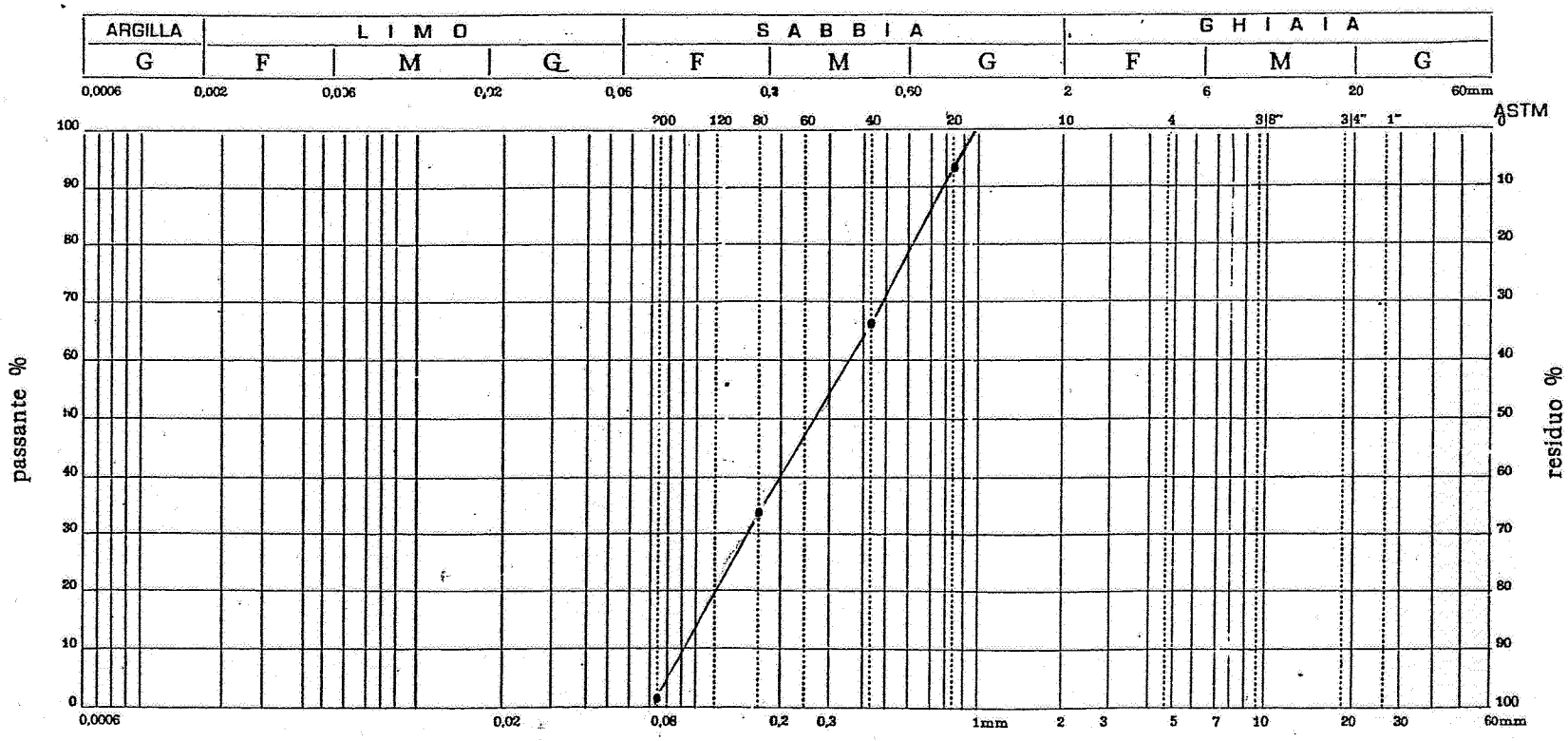
ANALISI GRANULOMETRICA

A S T M	residuo q.	residuo %	rediduo tot. %	passante %	diametri mm.
1" 1|2					39,00
" 1"					25,40
3|4"					19,00
1|2"					12,70
3|8"					9,50
N. 4					5,00
" 10				100	2,00
" 20	18	6	6	96	0,84
" 40	84	26	34	66	0,42
" 80	96	32	66	34	0,177
" 200	96	32	98	2	0,074
FINO	6	2	100	====	
TOT.	300	100	===	===	

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

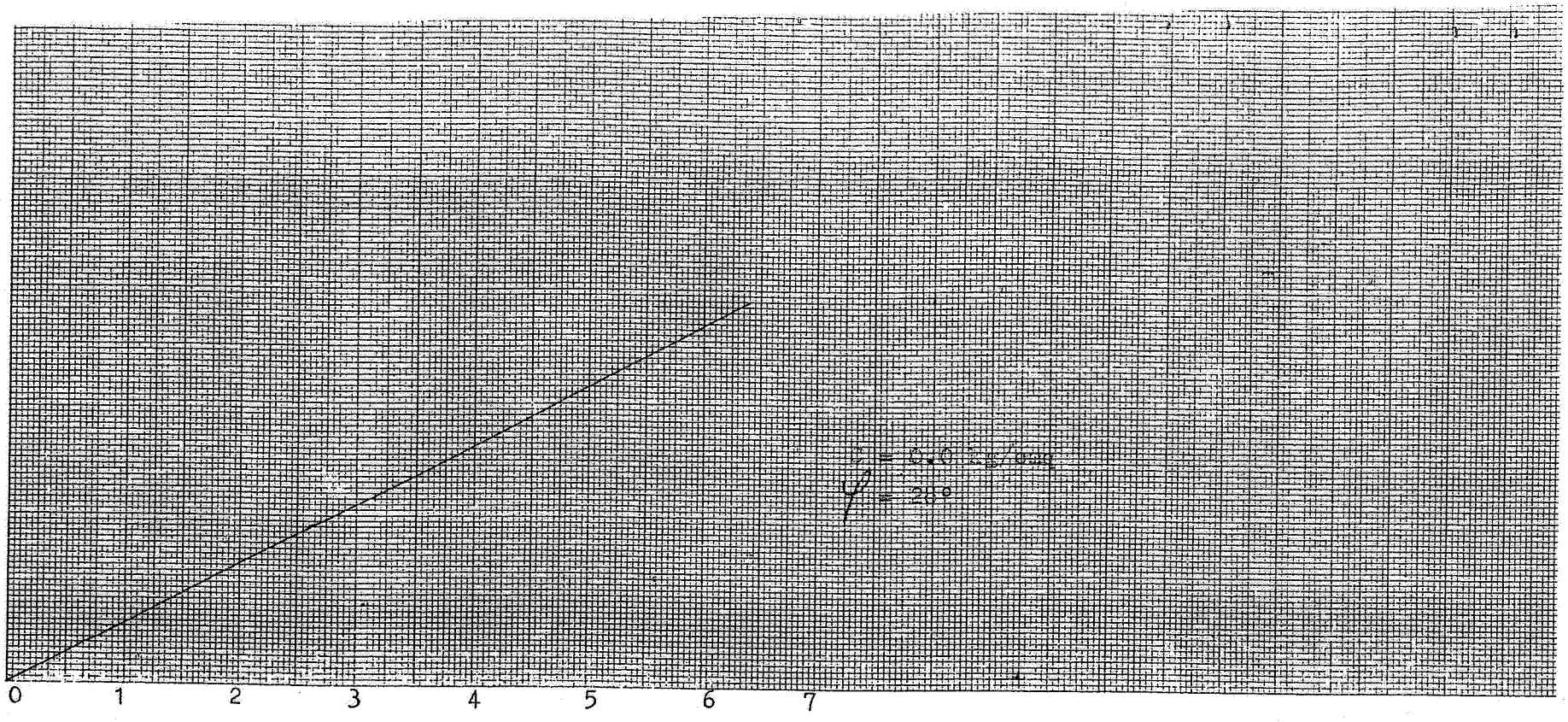
CURVA GRANULOMETRICA



DEFINIZIONE sabbia

Sondaggio S192C2

Campione C2



provini	W %	Y g/cc	P kg/cmq	T kg/cmq		
a	26	1.2	1.00	0.53		
b	"	"	2.00	1.06		
c	"	"	3.00	1.60		

NATURA DEL CAMPIONE

sabbia

TIPO DI PROVA

taglio diretto

DITTA Amm./ne Com. Avellino

CANTIERE via F. Tedesco

SONDAGGIO S192C2

CAMPIONE C2

PROFONDITA' m 12-12.50

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

PROVA TRIASSIALE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com; Avellino
Località del sondaggio via F. Tedesco
Descrizione del campione sabbia

Sondaggio S193C1
Campione 1
Profondità (-m) 6-6.60
Data 12/10/1981

PROPRIETA' DEL CAMPIONE

Peso specifico assoluto	G = 2.5	g/cm³
Peso dell'unità di volume	y = 1.5	g/cm³
Contenuto in acqua	w = 20.15	%
Porosità	n =	%
Indice dei vuoti	e = 0.87	

NOTE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino — Sondaggio S193C1

Località del sondaggio via F. Tedesco — Campione C1

Descrizione del campione sabbia — Profondità (-m) 6 - 6.60

Data 12.10.1981

UMIDITA' W = % 20.15

a) Peso umido lordo			gr. 110.40		gr. 100.37
b) Peso secco lordo			gr. 96.75		gr. 88.09
c) Tara		(a)	gr. 28.50	(b)	gr. 27.60
d) Contenuto d'acqua	(a - b)		gr. 13.65		gr. 12.28
e) Ps = Peso secco netto	(b - c)		gr. 68.25		gr. 60.49
Umidità relativa	W=(100-d/e)		% 20.00		% 20.30

PESO SPECIFICO Gs = gr/cmc. 2.50

a) Peso secco lordo			gr. 92.81		gr. 88.02
b) Tara		(c)	gr. 28.00	(d)	gr. 27.83
c) Ps = Peso secco netto	(a - b)		gr. 64.81		gr. 60.19
d) Pa = Peso picnometro - acqua		(1)	gr. 330.40	(2)	gr. 330.45
e) Ps + Pa	(c+d)		gr. 395.21		gr. 390.64
f) Pt = Peso picnometro - acqua - campione		(°)	gr. 369.59	(°)	gr. 366.27
g) Ps + Pa − Pt	(e - f)		gr. 25.62		gr. 24.37
$Gs = \frac{Ps}{Ps+Pa-Pt}$	(c / g)		gr/cmc 2.53		gr/cmc 2.47

Dimensioni fustella
h 7.5 cm.
Ø 3.8 cm.

PESO DI VOLUME y = gr/cmc. 1.50

a) Peso lordo			gr. 155.06			
b) Tara		(1)	gr. 27.55	( )	( )	( )
c) Peso netto			gr. 127.51			
d) Volume			cmc. 85.01			

$y = \frac{\text{Peso netto}}{\text{Volume}}$ = gr/cmc. 1.50

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)
Laboratorio geotecnico

Committente Amm./ne Com. Avellino — Sondaggio S193C1

Località del sondaggio via F. Dedesco — Campione 1

Descrizione del campione sabbia — Profondità (-m) 6-6.60

Data 12.10.1981

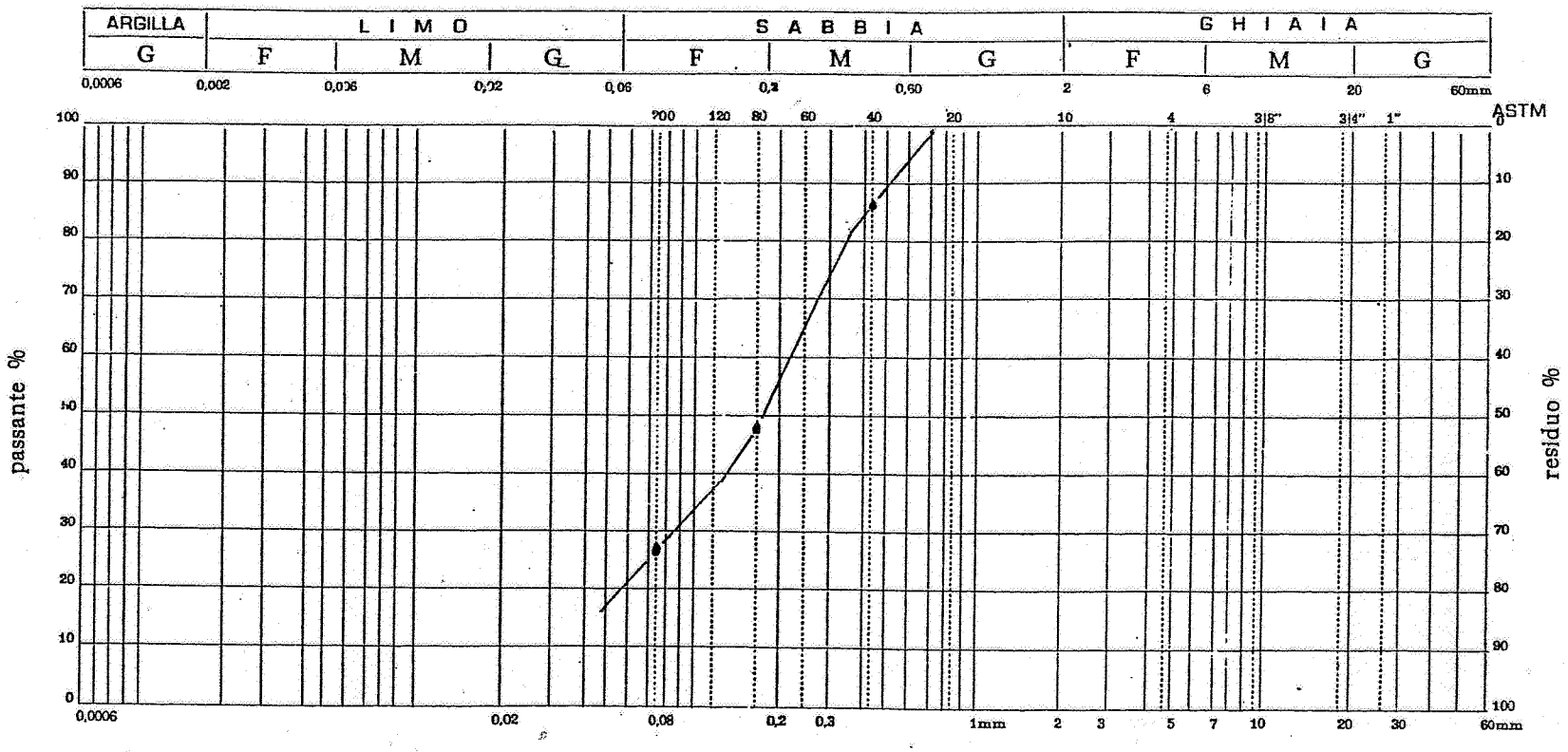
ANALISI GRANULOMETRICA

A S T M	residuo g.	residuo %	rediduo tot. %	passante %	diametri mm.
1" 1|2					39,00
1"					25,40
3|4"					19,00
1|2"					12,70
3|8"					9,50
N. 4					5,00
„ 10					2,00
„ 20				100	0,84
„ 40	42	14	14	86	0,42
„ 80	117	39	53	47	0,177
„ 200	60	20	73	27	0,074
FINO	81	27	100	====	
TOT.	300	100	====	====	

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

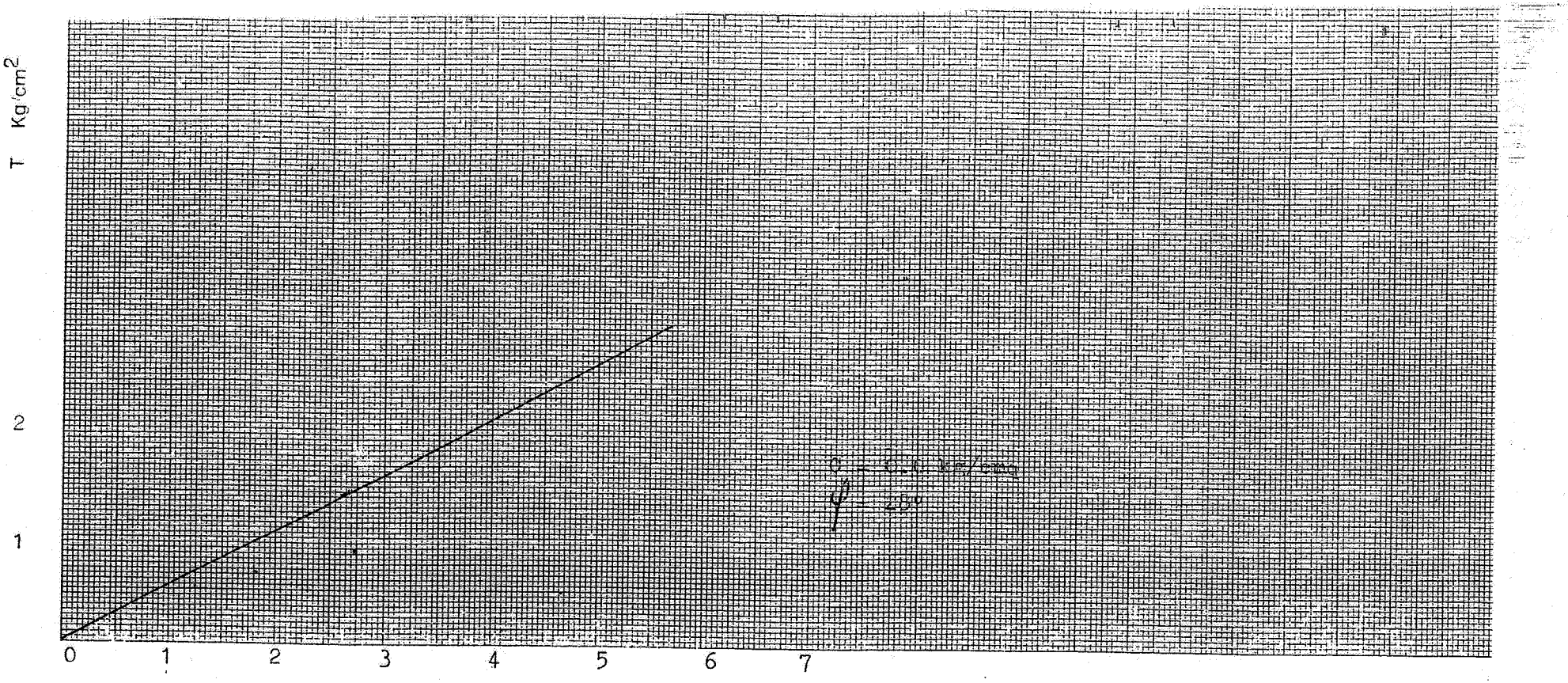
CURVA GRANULOMETRICA



DEFINIZIONE sabbia

Sondaggio S193C1

Campione C1



prove	W	Y	P	T		
ni	%	g/cc	kg/cmq	kg/cmq		
a	20.25	1.5	1.00	0.54		
b	"	"	2.00	1.07		
c	"	"	3.00	1.61		

NATURA DEL CAMPIONE

sabbia

TIPO DI PROVA

taglio diretto

DITTA Amm./ne Com. Avellino

CANTIERE via F. Tedesco

SONDAGGIO S193C1

CAMPIONE C1

PROFONDITA' m 6-6.60

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

PROVA TRIASSIALE

Dott. Francesco Pirollo - S. Vittore del Lazio (FR)

Laboratorio geotecnico

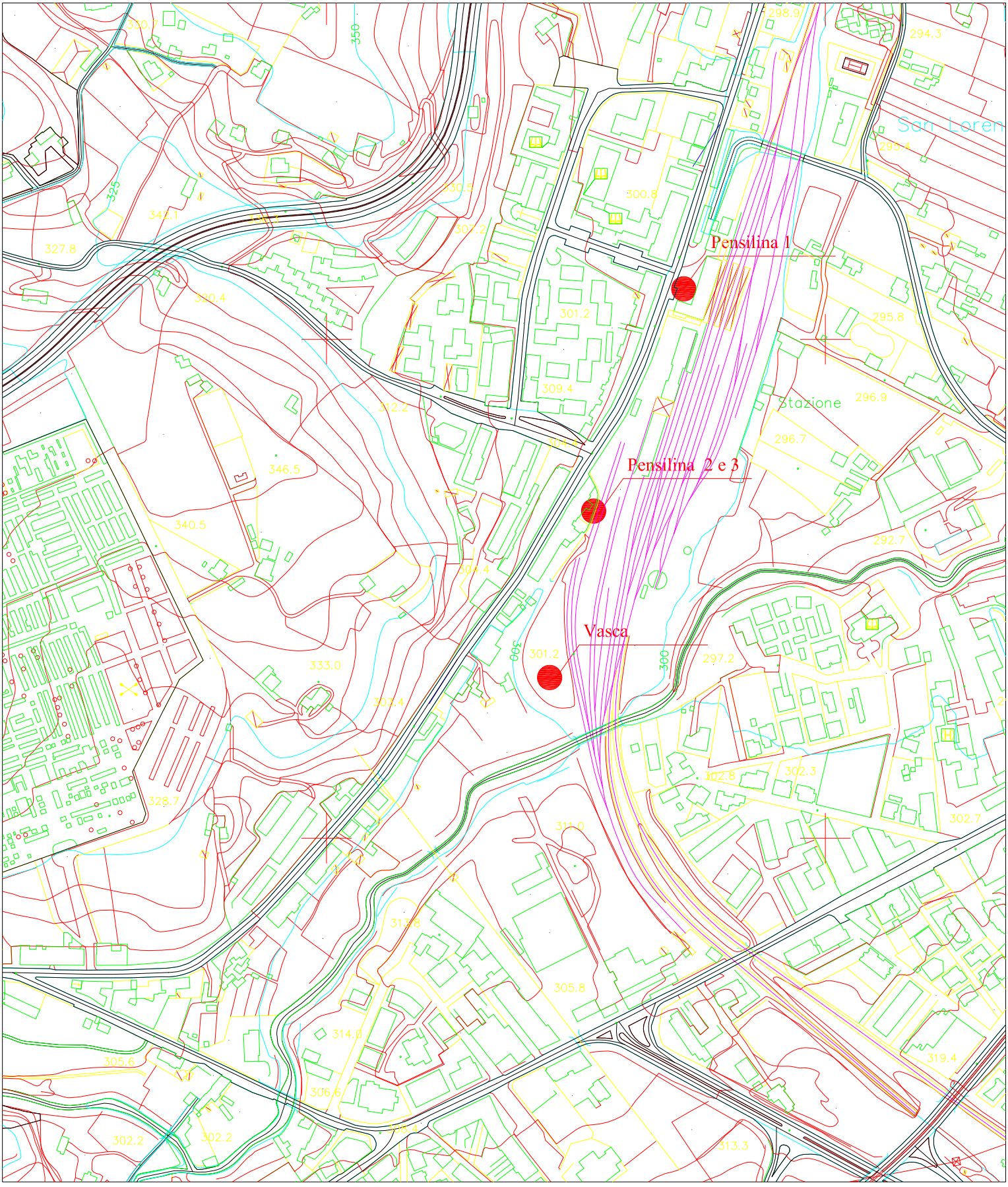
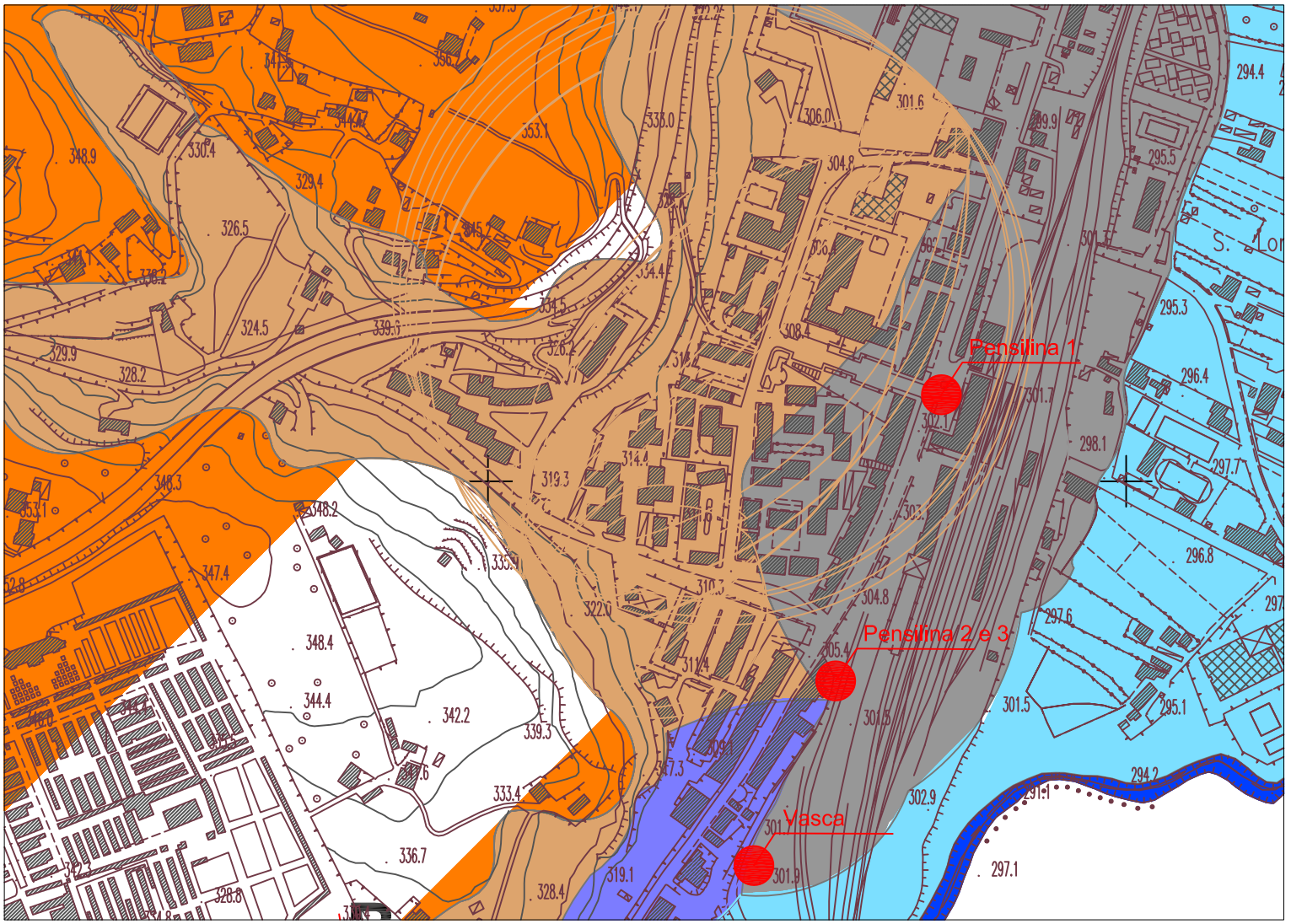


Figura 1 - Corografia



LEGENDA

OLOCENE PLEISTOCENE SUPERIORE	Depositi alluvionali antichi e recenti
OLOCENE PLEISTOCENE SUPERIORE	Depositi piroclastici del Somma-Vesuvio
PLEISTOCENE SUPERIORE	Ignimbrite Campana
PLEISTOCENE INFERIORE PLIOCENE SUPERIORE	Conglomerati poligenici ricoperti nelle aree di ripiano e nelle depressioni da coltri vulcaniche
MESSINIANO	Argille grigio-azzurre ricoperte nelle aree di ripiano e nei terrazzi fluviali da coltri piroclastiche ed alluvionali

COMUNE DI AVELLINO

PIANO URBANISTICO COMUNALE

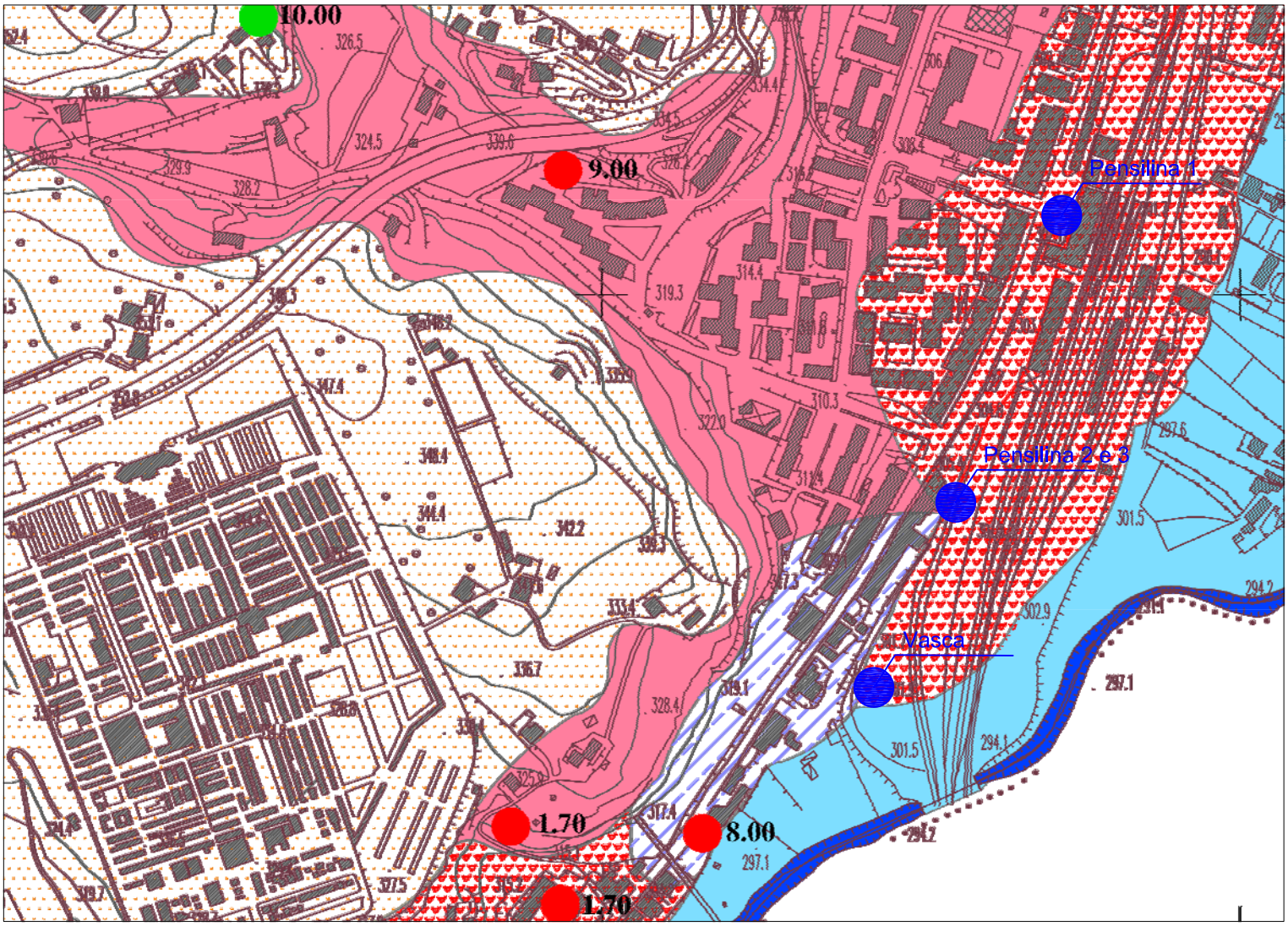
STUDIO GEOLOGICO - TECNICO

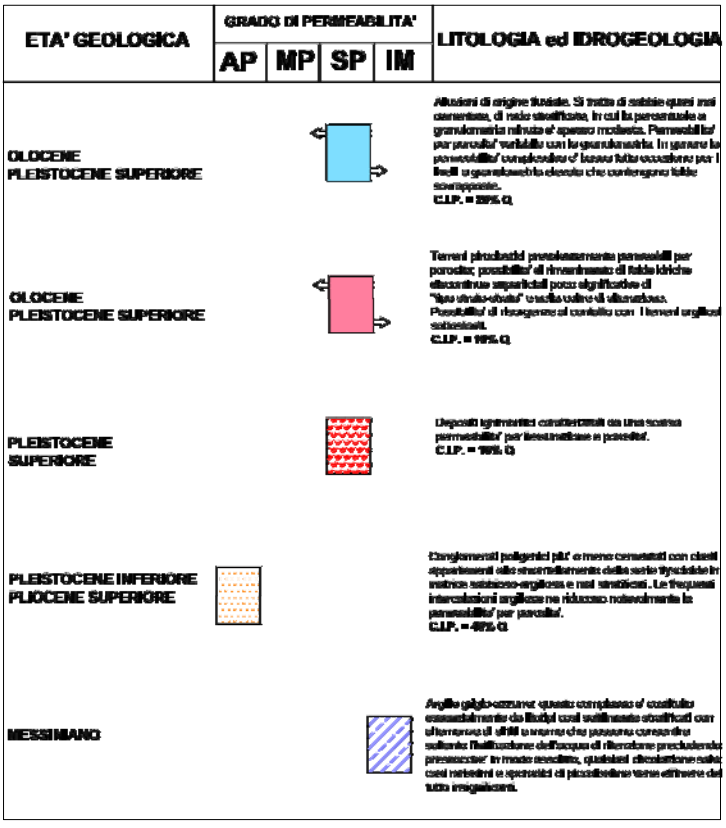
ELABORATO 3.3

CARTA GEOLOGICA

Figura 2 - Carta geologica

TRATTA DA: Studio geologico-tecnico a supporto del PUC del Comune di Avellino





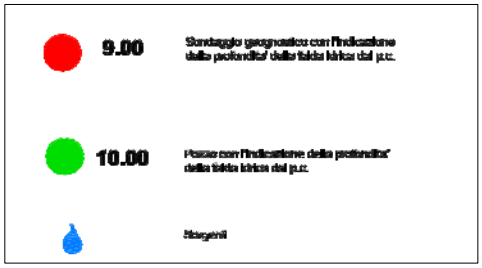


Figura 3 - Carta idrogeologica

TRATTA DA: Studio geologico-tecnico a supporto del PUC del comune di Avellino

Figura 4 - Carta della Pericolosità da Frana ADB

da Visualizzatore Ispra http://geoviewer.isprambiente.it/index.html?config=config.xml

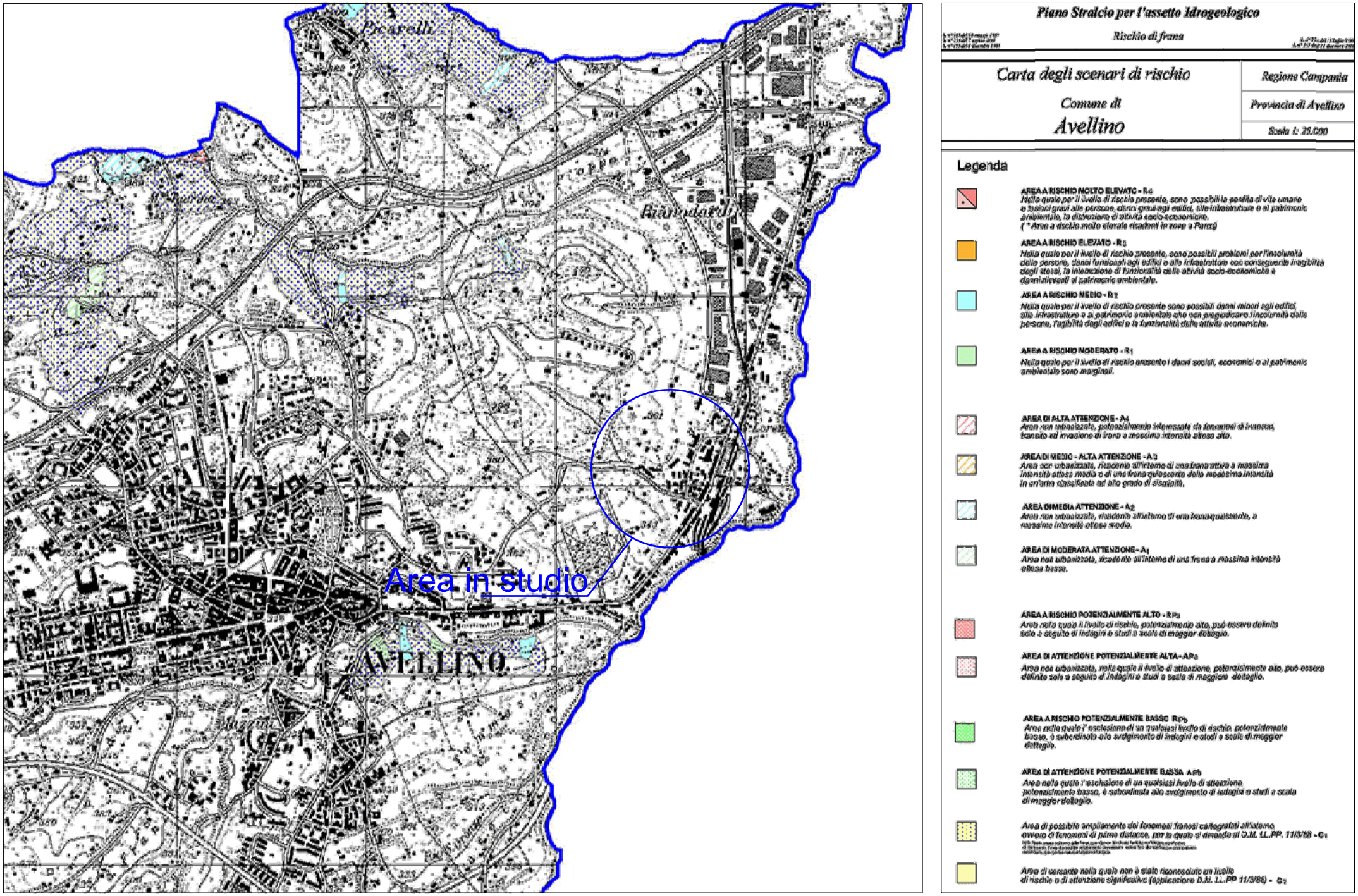
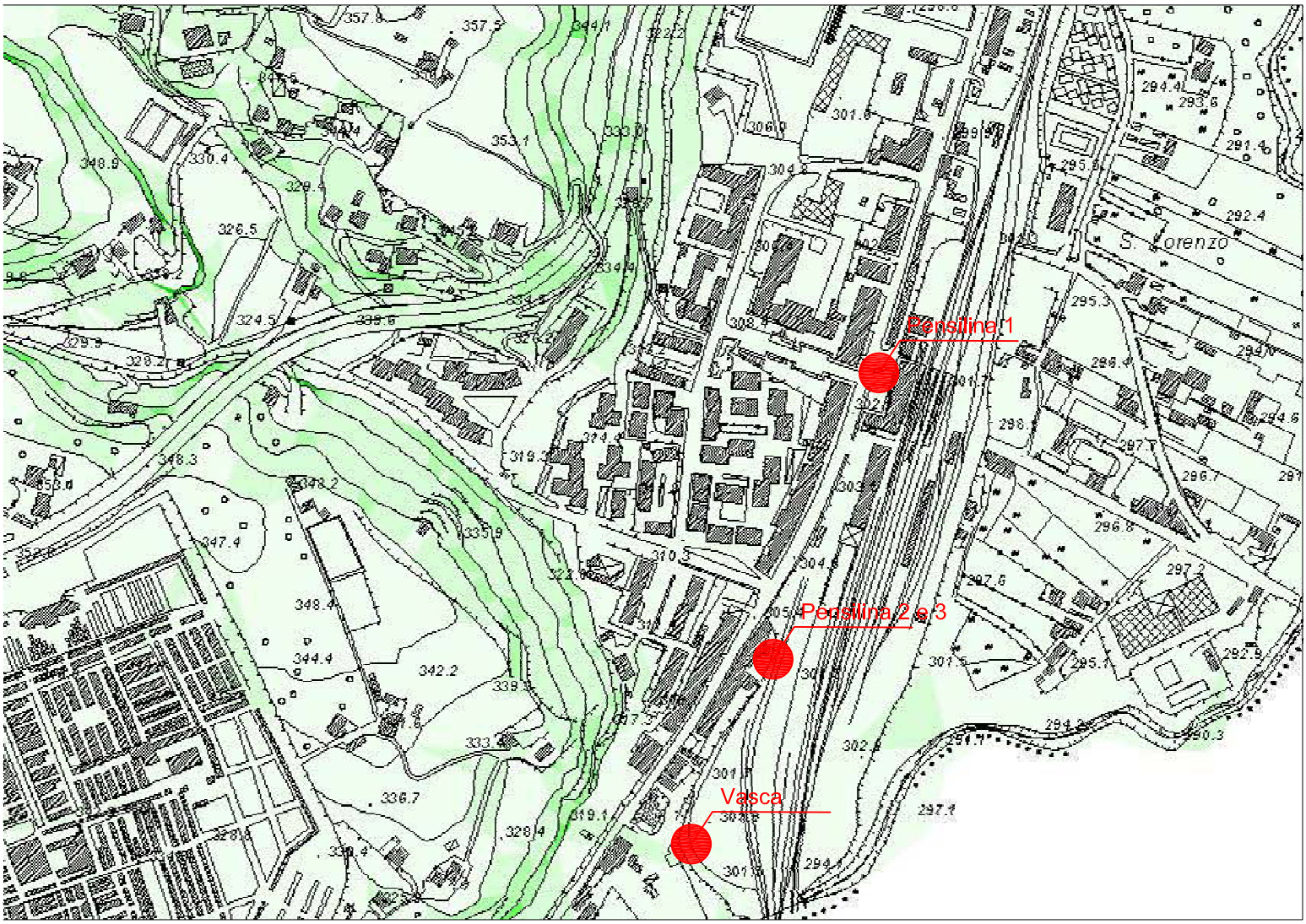


Figura 5 - Carta del Rischio Frana - ADB Liri-Garigliano Volturno

Figura 6 - Carta della Pericolosità idraulica ADB

da Visualizzatore Ispra http://geoviewer.isprambiente.it/index.html?config=config.xml



Carta delle Pendenze

- < 10 °
- 10° - 20°
- 20° - 35°
- 35° - 50°
- > 50°

COMUNE DI AVELLINO

PIANO URBANISTICO COMUNALE

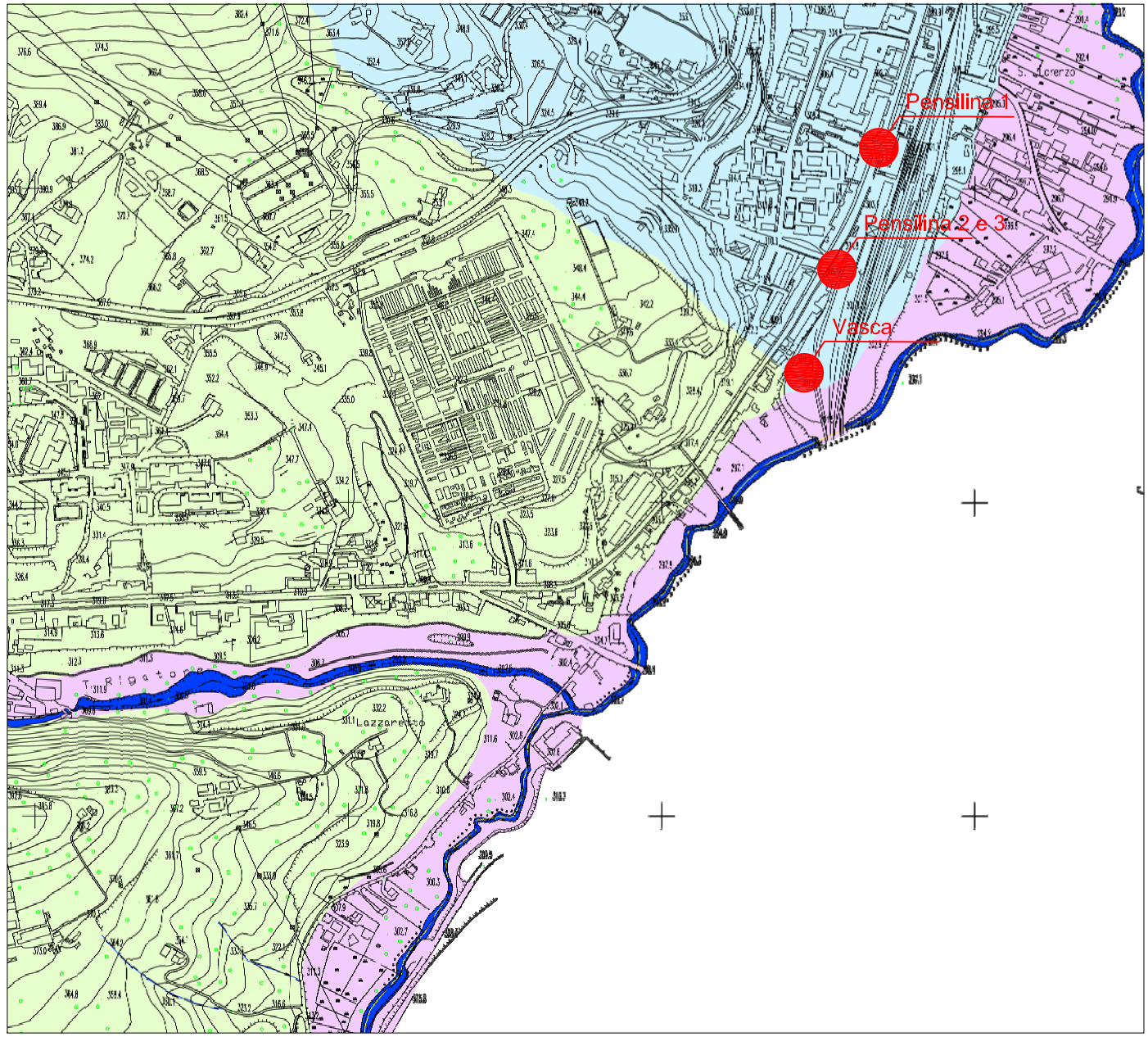
STUDIO GEOLOGICO - TECNICO

ELABORATO 8.3

CARTA DELLE PENDENZE

Figura 7 - Carta delle pendenze

TRATTA DA: Studio geologico-tecnico a supporto del PUC del Comune di Avellino



LEGENDA

ZONA 1
Aree caratterizzate da suoli appartenenti alla categoria A

Formazioni calcaree rigide caratterizzate da valori di $V_{s,eq}$>800 m/s. Terreni sciolti comprendenti strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 5.00 m.

ZONA 2
Aree caratterizzate da suoli appartenenti alla categoria B

Argille mioceniche, argille marnose massicce e conglomerati pliocenici subaffioranti e ricoperti dalla coltre con spessore massimo di 4.00 m.
terreni molto consistenti con valore di 360 < $V_{s,eq}$ < 800 m/s

ZONA 3
Aree caratterizzate da suoli appartenenti alla categoria C

Coltri piroclastiche sciolte,depositi fluviali caratterizzati da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180-360 m/s

ZONA 4
Aree caratterizzate da suoli appartenenti alla categoria E

Alluvioni e terreni con valori di $V_{s,eq}$ simili a quelli C o D e spessore compreso tra 5.00 e 20.00 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{s,eq}$ > 800 m/s.

COMUNE DI AVELLINO

PIANO URBANISTICO COMUNALE

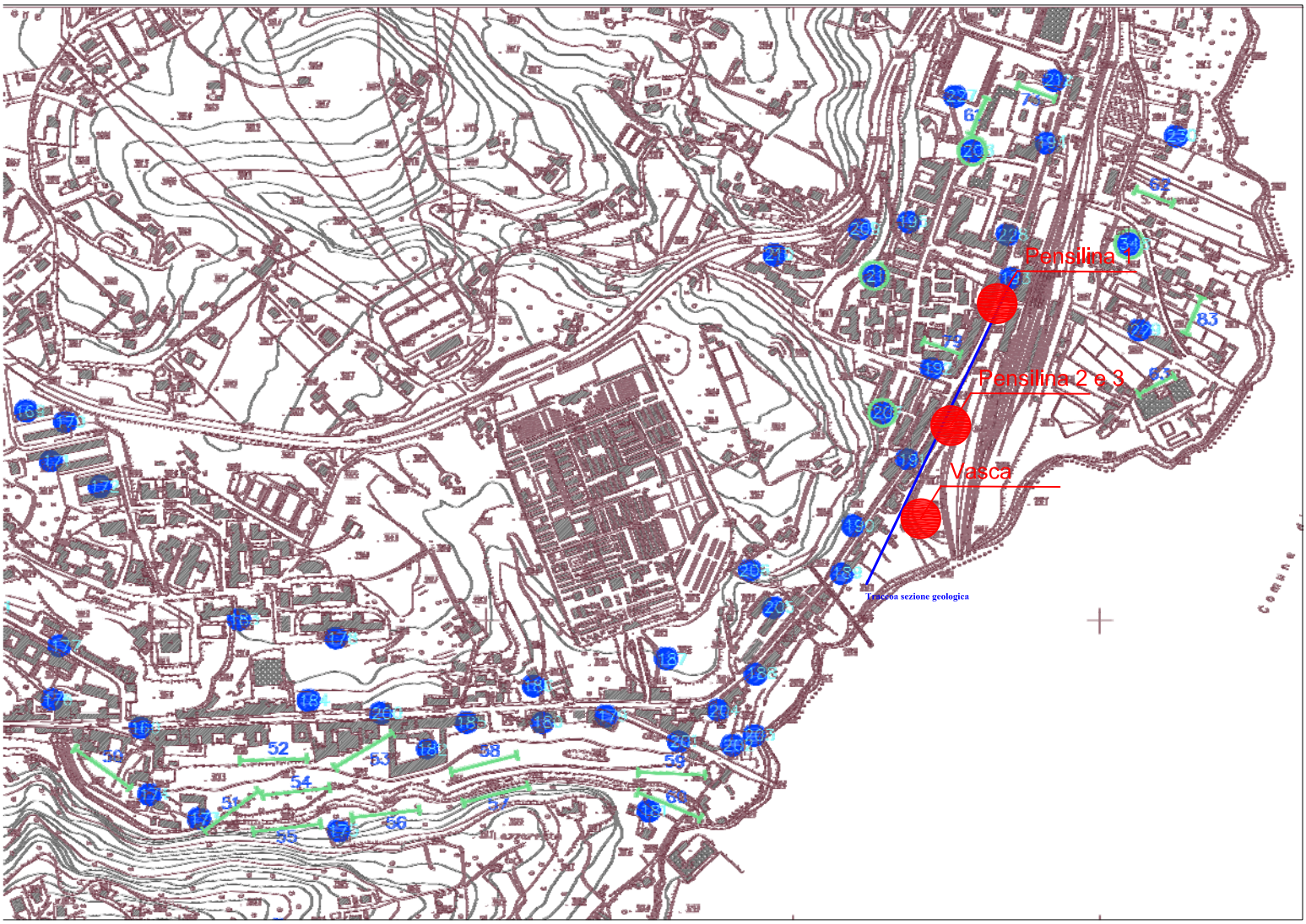
STUDIO GEOLOGICO - TECNICO

ELABORATO **9.3bis**

CARTA DELLA MICROZONAZIONE IN PROSPETTIVA SISMICA

Figura 8 - Carta della microzonazione sismica

TRATTA DA: Studio geologico-tecnico a supporto del PUC del Comune di Avellino



LEGENDA

- Sondaggi geognostici
- Stendimenti sismici
- Down - hole
- Prove penetrometriche dinamiche

COMUNE DI AVELLINO

PIANO URBANISTICO COMUNALE

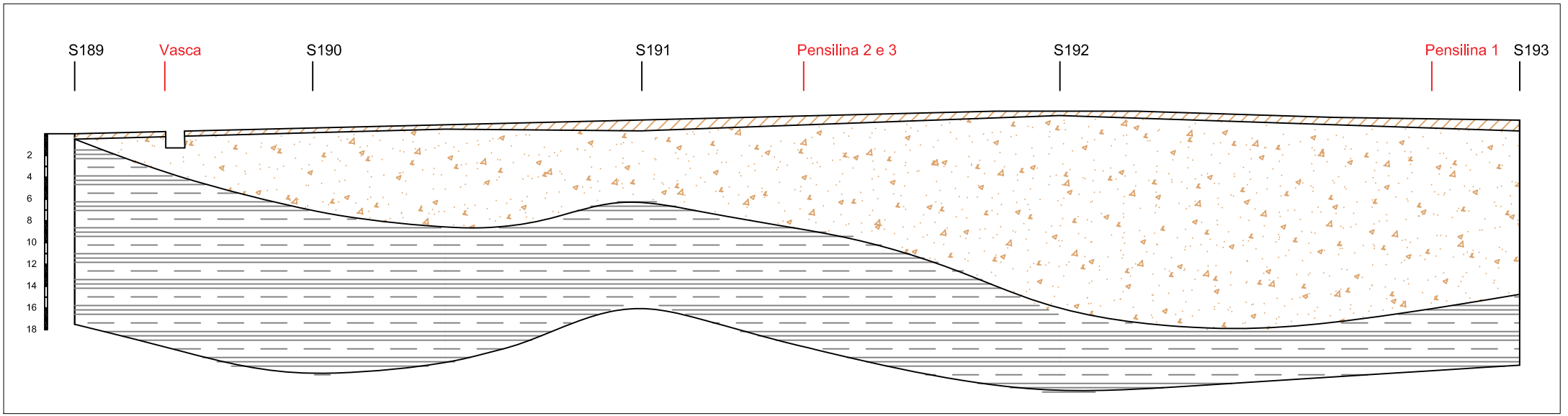
STUDIO GEOLOGICO - TECNICO

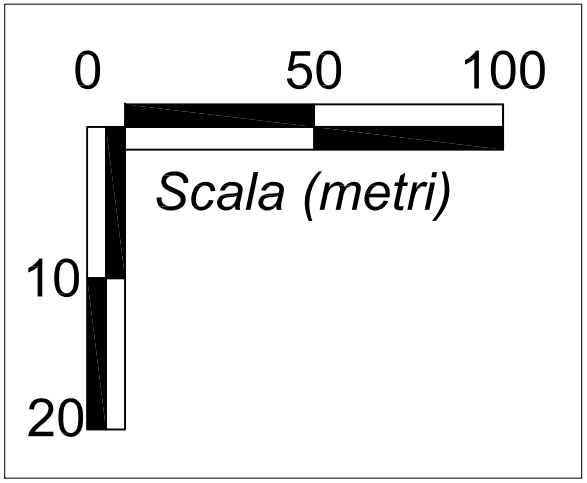
ELABORATO 2.3

CARTA DELLE INDAGINI

Figura 9 - Carta dell'ubicazione delle indagini

TRATTA DA: Studio geologico-tecnico a supporto del PUC del Comune di Avellino





Strato 1: Terreni di riporto

Strato 2: Materiali tufacei alterati
Peso dell'unità di volume: 1,5 gr/cm2
Contenuto d'acqua: 20,15%
Indice dei vuoti: 0,87
Coesione: 0
Angolo di attrito: 28°

Strato 3: Alternanze di argille e marne

Figura 10 - Sezione geologico-tecnica

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

REGIONE CAMPANIA

PIANO OPERATIVO INFRASTRUTTURE FSC 2014-2020
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N.54/2016

Accordo Quadro triennale per l'Affidamento di Servizi di Ingegneria ed Architettura:

Progetto di fattibilità tecnica ed economica e/o progettaz. Definitiva e/o esecutiva e/o attività di supporto per l'esecuzione nella Regione Campania di interventi sui sistemi di mobilità ex Delib. G.R. 104/2018 -109/2018 e ss.mm.ii

Lotto n. 2 - CUP B49J18002160001 - CIG 7518817412

CONTRATTO ATTUATIVO: COMUNE DI AVELLINO
TITOLO INTERVENTO: Rigenerazione urbana di via Francesco Tedesco - Borgo Ferrovia Porta EST per le Universiadi
CUP G37H18000460006
Responsabile del procedimento: Arch. Giuseppina Cerchia

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE A CURA DEL RTI:

MANDATARIA:

rpa engineering as an integral system

ING. D. BONADIES
Via Strada del colle, 1A
06132 Perugia (PG)
P.Iva 02776790541

MANDANTI:

VAMS Ingegneria

ING. N. SARACA
Via A. Gramsci,34
00197 Roma (RM)
P.Iva 00987261005

ETS Engineering and Technical Services S.p.A.

ING. D. ROMANO
Via Masone, 5
24121 Bergamo (BG)
P.Iva 02141540167

Responsabile delle integrazioni fra le diverse prestazioni specialistiche: **ING. D. BONADIES**

Elaborato:	**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SULLE FONDAZIONI_PENSILINA GRANDE**	data: **LUGLIO 2020**
		scala: **N.A.**

Codice Commessa:

REV.	data	verificato	approvato

R.U.P. *Arch. Paolo Freschi*

Direttore dell'esecuzione del contratto: *Ing. Umberto Pisapia*

IL PRESENTE DOCUMENTO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "*volume significativo*" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"Aggiornamento delle *Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "*volume significativo*" dell'opera in esame.

3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "*volume significativo*" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

TERRENI

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Calcare scarsamente fratturato										
T001	24.000	100	100	1000	40	0,000	0,000	25.000	0	0,000

LEGENDA:

- **N_{TRN}** Numero identificativo del terreno.
- **γ_T** Peso specifico del terreno.
- **K1** Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
- **ϕ** Angolo di attrito del terreno.
- **c_u** Coesione non drenata.
- **c'** Coesione efficace.
- **E_d** Modulo edometrico.

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	

E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "*equivalente*" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "*significativa*" (stabilita come "*Multiplo della dimensione Significativa della fondazione*").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n} \left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1,..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "*volume significativo*" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:
C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).
Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[T +C]	S	N	C	NO	SI	5
				Y	[T +C]						

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
Dir Direzione del sisma.
TS Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
EcA Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
C.S.T. Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
ξ Coefficiente viscoso equivalente.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	3,150	3,15	1,00	1,05	-
Y	-	3,150	3,15	1,00	1,05	-
Z	-	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).
K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.
k_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	Amplif. Stratigrafica C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0528	1,500	1,595	2,344	0,282	0,150	0,449	1,811
SLD	50	0,0694	1,500	1,545	2,321	0,310	0,160	0,479	1,877
SLV	475	0,1934	1,425	1,460	2,372	0,368	0,179	0,537	2,374
SLC	975	0,2495	1,336	1,448	2,432	0,378	0,182	0,547	2,598

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_S Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C_C Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.
F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.915556	14.792500	348	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.915556	14.792500	348	T1	1,00

Cl Ed Classe dell'edificio
V_N Vita nominale ([t] = anni).
V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.
Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \square R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2[(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,1

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

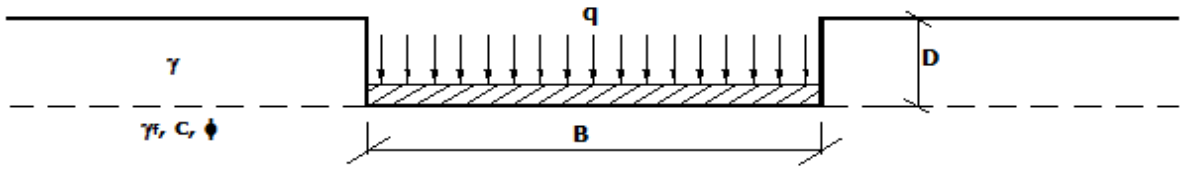
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con B' □ L'.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c□0, ϕ□0)
$N_c = 2+\pi$	$N_c = (N_q - 1)\cdot\cot\phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2\cdot\sin\omega$ se ω □0	$N_\gamma = 2\cdot(N_q + 1)\cdot\tan\phi$

dove:

$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c□0, ϕ□0)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2+\pi)\cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan\phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con B'/L'<1.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B'} \le 1;$$

$$K = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B'}\right) \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$d_c = 1+0{,}4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2 \cdot \tan\phi \cdot (1-\sin\phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$m = m_\theta = m^L \cdot \cos^2\theta + m^B \cdot \operatorname{sen}^2\theta$ se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0$, $\phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot\phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot\phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

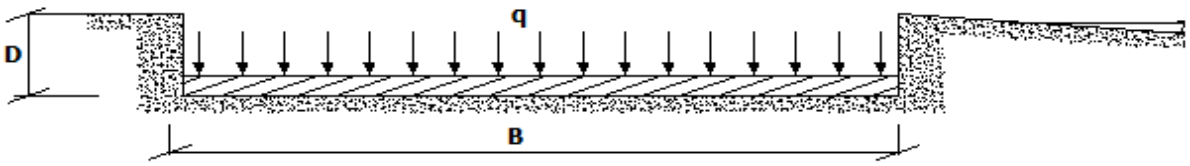
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$	$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$
$b_\gamma = b_q/\cos\omega$	$b_\gamma = b_q/\cos\omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \qquad \omega < 45°.$$



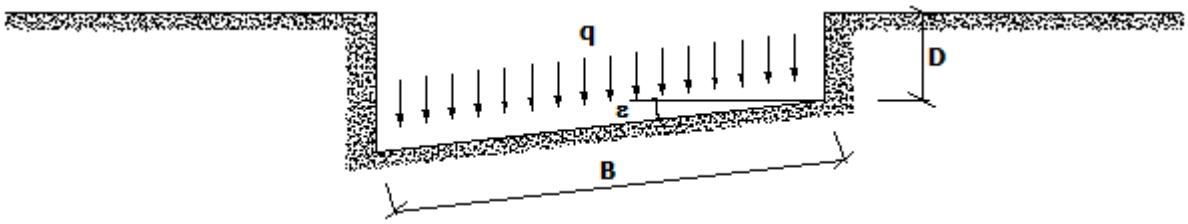
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c\neq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c\neq 0$, $\phi\neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2\cdot\varepsilon}{(2+\pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon\cdot\tan\phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45°$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma\cdot\tan\phi}$$

dove:

$G = \frac{E}{2\cdot(1+\nu)}$ = modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ= tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2}\cdot e^{\left[\left(3.3-0.45\cdot\frac{B}{L}\right)\cdot\cot\left(45-\frac{\phi}{2}\right)\right]}.$$

Terreni puramente coesivi ($c\neq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c\neq 0$, $\phi\neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12\cdot\frac{B'}{L'} + 0.6\cdot\mathrm{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1-\psi_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$\Psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{\left(0,6\cdot\frac{B'}{L'}-4,4\right)\cdot\tan\phi+\frac{3,07\cdot\sin\phi\cdot\mathrm{Log}(2\cdot I_r)}{1+\sin\phi}\right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "$B\cdot N_\gamma$", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione **r_γ**:

$$r_\gamma = 1\text{-}0{,}25\cdot\mathrm{Log}(B/2) \qquad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "$B\cdot N_\gamma$" è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2+\pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente $N\gamma$ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	**B,C,D,E**
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $\mathbf{c_\gamma}$ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \geq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \geq 0$, $\phi \geq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi}.

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \geq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \geq 0$, $\phi \geq 0$)

$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1\text{-}0{,}32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$	altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per T = 0 ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d, ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).
Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "***per N_q***, ***per N_c*** e ***per N_γ***", relative ai "***Coef. Cor. Terzaghi***", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per N_q = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$
Coef. Cor. Terzaghi per N_c = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$
Coef. Cor. Terzaghi per N_γ = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \; z_\gamma \cdot c_\gamma$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Trave 3-2b	7,05	0,81	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,33	0,00	0,06	64,20	75,31	109,41	0,034	0,237	NO
Trave 1b-1	0,00	0,94	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,00	0,00	0,00	64,20	75,31	109,41	0,014	0,000	NO
Trave 1-2	4,76	1,95	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,22	0,00	0,02	64,20	75,31	109,41	0,030	0,142	NO
Trave 2-3	1,33	6,30	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,04	0,00	0,00	64,20	75,31	109,41	0,018	0,024	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Trave 3-2b	28,74	0,81	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,69	0,00	0,22	64,20	75,31	109,41	0,026	0,738	NO
Trave 1b-1	31,68	0,94	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,49	0,00	0,09	64,20	75,31	109,41	0,014	0,451	NO
Trave 1-2	29,84	1,95	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,75	0,00	0,12	64,20	75,31	109,41	0,023	0,681	NO
Trave 2-3	24,84	6,30	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,38	0,00	0,13	64,20	75,31	109,41	0,017	0,413	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

...

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

REGIONE CAMPANIA

PIANO OPERATIVO INFRASTRUTTURE FSC 2014-2020
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N.54/2016

Accordo Quadro triennale per l'Affidamento di Servizi di Ingegneria ed Architettura:

Progetto di fattibilità tecnica ed economica e/o progettaz. Definitiva e/o esecutiva e/o attività di supporto per l'esecuzione nella Regione Campania di interventi sui sistemi di mobilità ex Delib. G.R. 104/2018 -109/2018 e ss.mm.ii

Lotto n. 2 - CUP B49J18002160001 - CIG 7518817412

CONTRATTO ATTUATIVO: COMUNE DI AVELLINO
TITOLO INTERVENTO: Rigenerazione urbana di via Francesco Tedesco - Borgo Ferrovia Porta EST per le Universiadi
CUP G37H18000460006
Responsabile del procedimento: Arch. Giuseppina Cerchia

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE A CURA DEL RTI:

MANDATARIA:

ING. D. BONADIES
Via Strada del colle, 1A
06132 Perugia (PG)
P.Iva 02776790541

MANDANTI:

ING. N. SARACA
Via A. Gramsci,34
00197 Roma (RM)
P.Iva 00987261005

ING. D. ROMANO
Via Masone, 5
24121 Bergamo (BG)
P.Iva 02141540167

Responsabile delle integrazioni fra le diverse prestazioni specialistiche: **ING. D. BONADIES**

Elaborato:	**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SULLE FONDAZIONI_PENSILINA PICCOLA**	data: **LUGLIO 2020**
		scala: **N.A.**

Codice Commessa:

REV.	data	verificato	approvato

R.U.P. *Arch. Paolo Freschi*

Direttore dell'esecuzione del contratto: *Ing. Umberto Pisapia*

IL PRESENTE DOCUMENTO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "*volume significativo*" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"Aggiornamento delle *Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "*volume significativo*" dell'opera in esame.

3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "*volume significativo*" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

TERRENI

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Calcare scarsamente fratturato										
T001	24.000	100	100	1000	40	0,000	0,000	25.000	0	0,000

LEGENDA:

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	

N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
γ_T Peso specifico del terreno.
K1 Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
ϕ Angolo di attrito del terreno.
c_u Coesione non drenata.
c' Coesione efficace.
E_d Modulo edometrico.
E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "*equivalente*" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "*significativa*" (stabilita come "*Multiplo della dimensione Significativa della fondazione*").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n}\left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1,..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "*volume significativo*" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:
C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).
Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe

dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[T +C]	S	N	C	NO	SI	5
				Y	[T +C]						

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.

Dir Direzione del sisma.

TS Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

EcA Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.

Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

C.S.T. Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

ξ Coefficiente viscoso equivalente.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	3,150	3,15	1,00	1,05	-
Y	-	3,150	3,15	1,00	1,05	-
Z	-	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	Amplif. Stratigrafica C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0528	1,500	1,595	2,344	0,282	0,150	0,449	1,811
SLD	50	0,0694	1,500	1,545	2,321	0,310	0,160	0,479	1,877
SLV	475	0,1934	1,425	1,460	2,372	0,368	0,179	0,537	2,374
SLC	975	0,2495	1,336	1,448	2,432	0,378	0,182	0,547	2,598

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_S Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

C_C Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
			S_S	C_C					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.915556	14.792500	348	T1	1,00

LEGENDA:
Cl Ed Classe dell'edificio
V_N Vita nominale ([t] = anni).
V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.
Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \square R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2[(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

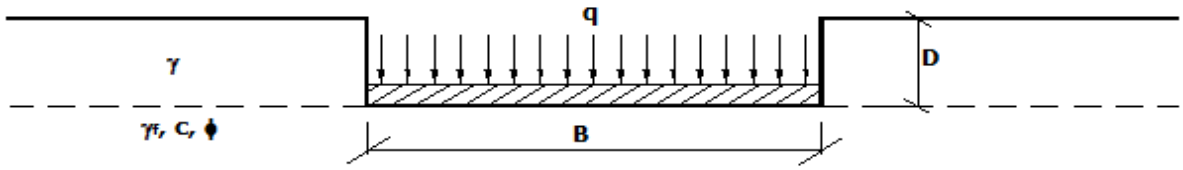
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con B' □ L'.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)		Terreni dotati di attrito e coesione (c□0, ϕ□0)
$N_c = 2+\pi$		$N_c = (N_q - 1)\cdot\cot\phi$
$N_q = 1$		$N_q = K_p \cdot e^{\pi\cdot\tan\phi}$
$N_\gamma = 0$	se $\omega = 0$	$N_\gamma = 2\cdot(N_q + 1)\cdot\tan\phi$
$N_\gamma = -2\cdot\sin\omega$	se ω □ 0	

dove:

$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2+\pi)\cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'}\cdot\tan\phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40\cdot\frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40\cdot\frac{B'}{L'}$

con B'/L'<1.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \text{arctg}\left(\frac{D}{B'}\right) \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$d_c = 1+0{,}4\cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2\cdot\tan\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$m = m_\theta = m_L\cdot\cos^2\theta + m_B\cdot\text{sen}^2\theta$ se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni incoerenti** ($c = 0$, $\phi \neq 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m\cdot H}{c\cdot N_c\cdot B\cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1-\frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1-\frac{H}{V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

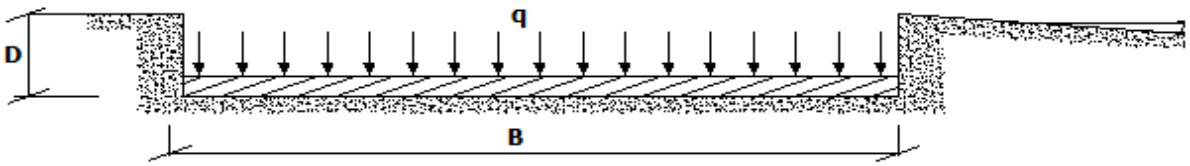
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)

$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$	$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$
$b_\gamma = b_q/\cos\omega$	$b_\gamma = b_q/\cos\omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \qquad \omega < 45°.$$



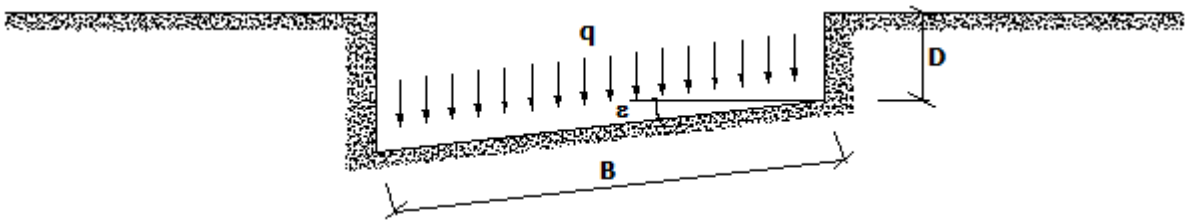
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan\phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45°$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan\phi}$$

dove:

$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ = modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ= tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right]}.$$

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \mathrm{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$\Psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{\left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4\right) \cdot \tan\phi + \frac{3,07 \cdot \sin\phi \cdot \mathrm{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin\phi}\right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione $\mathbf{r}_\gamma$:

$$r_\gamma = 1\text{-}0{,}25 \cdot \mathrm{Log}(B/2) \qquad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
$\mathbf{r}_\gamma$	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N_γ" è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2+\pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	**B,C,D,E**
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28

0,1 < a_g(g) □ 0,2	0,27	0,24
a_g(g) □ 0,1	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $\mathbf{c}_\gamma$ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c□0, ϕ□0)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi}.

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c□0, ϕ□0)		
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1\text{-}0{,}32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$	altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per T = 0 ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d, ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).
Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "***per N_q***, ***per N_c*** e ***per N_γ***", relative ai "***Coef. Cor. Terzaghi***", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per N_q = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$
Coef. Cor. Terzaghi per N_c = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$
Coef. Cor. Terzaghi per N_γ = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \; z_\gamma \cdot c_\gamma$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id$_{Fnd}$	**CS**	**L_X**	**L_Y**	**Rtz**	**$Z_{P.cmp}$**	**Z_{Fld}**	**Cmp T**	**C. Terzaghi**						**Q_{Ed}**	**Q_{Rd}**	**R_f**
								per N_q	**per N_c**	**per N_γ**	**N_q**	**N_c**	**N_γ**			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm^2]	[N/mm^2]	
Trave 3-2b	34,92	1,00	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,97	0,00	0,30	64,20	75,31	109,41	0,023	0,807	NO
Trave 1b-1	34,42	0,94	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	0,96	0,00	0,31	64,20	75,31	109,41	0,024	0,810	NO

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Trave 1-2	39,14	1,51	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	1,19	0,00	0,25	64,20	75,31	109,41	0,023	0,887	NO
Trave 2-3	38,82	1,45	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	1,17	0,00	0,26	64,20	75,31	109,41	0,023	0,887	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Trave 3-2b	84,05	1,00	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	1,26	0,00	0,46	64,20	75,31	109,41	0,017	1,420	NO
Trave 1b-1	92,42	0,94	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	1,28	0,00	0,46	64,20	75,31	109,41	0,015	1,432	NO
Trave 1-2	93,33	1,51	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	1,52	0,00	0,37	64,20	75,31	109,41	0,016	1,511	NO
Trave 2-3	92,80	1,45	1,50	0,00	0,85	-	NON Coesivo	1,51	0,00	0,38	64,20	75,31	109,41	0,016	1,509	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

REGIONE CAMPANIA

PIANO OPERATIVO INFRASTRUTTURE FSC 2014-2020
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N.54/2016

Accordo Quadro triennale per l'Affidamento di Servizi di Ingegneria ed Architettura:

Progetto di fattibilità tecnica ed economica e/o progettaz. Definitiva e/o esecutiva e/o attività di supporto per l'esecuzione nella Regione Campania di interventi sui sistemi di mobilità ex Delib. G.R. 104/2018 -109/2018 e ss.mm.ii

Lotto n. 2 - CUP B49J18002160001 - CIG 7518817412

CONTRATTO ATTUATIVO: COMUNE DI AVELLINO
TITOLO INTERVENTO: Rigenerazione urbana di via Francesco Tedesco - Borgo Ferrovia Porta EST per le Universiadi
CUP G37H18000460006
Responsabile del procedimento: Arch. Giuseppina Cerchia

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE A CURA DEL RTI:

MANDATARIA:

ING. D. BONADIES
Via Strada del colle, 1A
06132 Perugia (PG)
P.Iva 02776790541

MANDANTI:

ING. N. SARACA
Via A. Gramsci,34
00197 Roma (RM)
P.Iva 00987261005

ING. D. ROMANO
Via Masone, 5
24121 Bergamo (BG)
P.Iva 02141540167

Responsabile delle integrazioni fra le diverse prestazioni specialistiche: **ING. D. BONADIES**

Elaborato:	**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SULLE FONDAZIONI_PLATEA**	data: **LUGLIO 2020**
		scala: **N.A.**

Codice Commessa:

REV.	data	verificato	approvato

R.U.P. *Arch. Paolo Freschi*

Direttore dell'esecuzione del contratto: *Ing. Umberto Pisapia*

IL PRESENTE DOCUMENTO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "*volume significativo*" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"Aggiornamento delle *Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "*volume significativo*" dell'opera in esame.

3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "*volume significativo*" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

TERRENI

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Sabbia argillosa mediamente consolidata										
T001	18.000	60	60	200	32	0,000	0,000	60	0	0,000

LEGENDA:

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	

N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
γ_T Peso specifico del terreno.
K1 Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
ϕ Angolo di attrito del terreno.
c_u Coesione non drenata.
c' Coesione efficace.
E_d Modulo edometrico.
E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "*equivalente*" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "*significativa*" (stabilita come "*Multiplo della dimensione Significativa della fondazione*").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n}\left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1,..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "*volume significativo*" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:
E [E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).
Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe

dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[P NC]	S	N	E	SI	SI	5
				Y	[P NC]						

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.

Dir Direzione del sisma.

TS Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

EcA Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.

Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

C.S.T. Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

ξ Coefficiente viscoso equivalente.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1,500	1,50	1,00	1,00	0,50
Y	-	1,500	1,50	1,00	1,00	0,50
Z	-	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	Amplif. Stratigrafica C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0528	1,600	1,909	2,344	0,282	0,179	0,538	1,811
SLD	50	0,0694	1,600	1,837	2,321	0,310	0,190	0,570	1,877
SLV	475	0,1934	1,495	1,716	2,372	0,368	0,210	0,631	2,374
SLC	975	0,2495	1,332	1,697	2,432	0,378	0,214	0,641	2,598

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_S Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

C_C Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
			S_S	C_C					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.915556	14.792500	348	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed Classe dell'edificio
V_N Vita nominale ([t] = anni).
V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.
Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \square R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2[(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,1

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

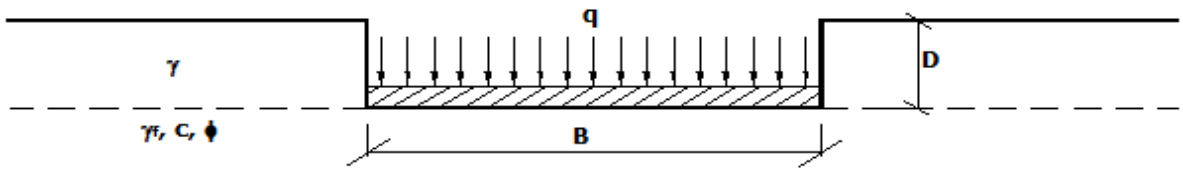
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con B' □ L'.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c□0, ϕ□0)
$N_c = 2+\pi$	$N_c = (N_q - 1)\cdot\cot\phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi\cdot\tan\phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2\cdot\sin\omega$ se ω □0	$N_\gamma = 2\cdot(N_q + 1)\cdot\tan\phi$

dove:

$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2+\pi)\cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'}\cdot\tan\phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40\cdot\frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40\cdot\frac{B'}{L'}$

con B'/L'<1.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \text{arctg}\left(\frac{D}{B'}\right) \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$d_c = 1+0{,}4\cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2\cdot\tan\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$m = m_\theta = m_L\cdot\cos^2\theta + m_B\cdot\text{sen}^2\theta$ se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni incoerenti** ($c = 0$, $\phi \neq 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m\cdot H}{c\cdot N_c\cdot B\cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1-\frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1-\frac{H}{V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

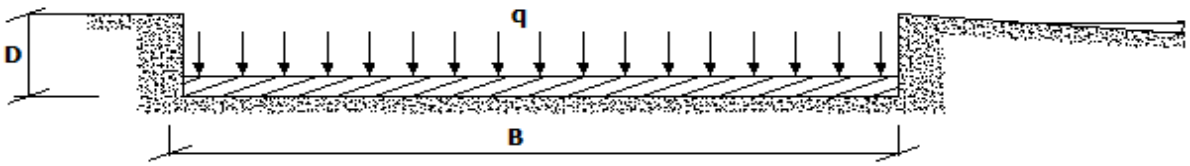
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)

$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$	$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$
$b_\gamma = b_q/\cos\omega$	$b_\gamma = b_q/\cos\omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \qquad \omega < 45°.$$



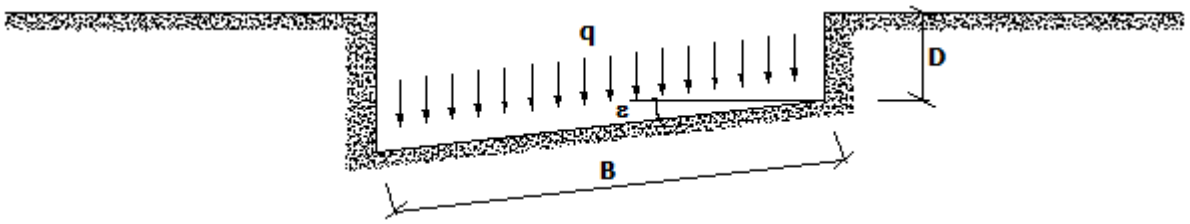
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan\phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45°$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan\phi}$$

dove:

$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ = modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ= tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right]}.$$

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi = 0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \mathrm{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$\Psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{\left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4\right) \cdot \tan\phi + \frac{3,07 \cdot \sin\phi \cdot \mathrm{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin\phi}\right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione $\mathbf{r}_\gamma$:

$$r_\gamma = 1\text{-}0{,}25 \cdot \mathrm{Log}(B/2) \qquad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
$\mathbf{r}_\gamma$	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N_γ" è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2+\pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	**B,C,D,E**
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28

0,1 < a_g(g) □ 0,2	0,27	0,24
a_g(g) □ 0,1	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $\mathbf{c}_\gamma$ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c□0, ϕ□0)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi}.

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi (c□0, ϕ=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c□0, ϕ□0)		
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1\text{-}0{,}32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$	altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per T = 0 ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d, ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).
Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "***per N_q***, ***per N_c*** e ***per N_γ***", relative ai "***Coef. Cor. Terzaghi***", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per N_q = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$
Coef. Cor. Terzaghi per N_c = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$
Coef. Cor. Terzaghi per N_γ = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \; z_\gamma \cdot c_\gamma$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	13,76	7,50	6,90	90,00	0,50	-	NON Coesivo	1,61	0,00	0,55	23,18	35,49	30,21	0,043	0,592	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	59,62	7,50	6,90	90,00	0,50	-	NON Coesivo	1,50	0,00	0,50	23,18	35,49	30,21	0,012	0,696	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.